



TITLE:

大深度分割式立坑の耐震設計法の 開発に関する基礎的研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

國近, 光生

CITATION:

國近, 光生. 大深度分割式立坑の耐震設計法の開発に関する基礎的研究.
京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k11504>

RIGHT:

大深度分割式立坑の耐震設計法の開発に 関する基礎的研究

2004 年 12 月

國近光生

目次

| | |
|---|----|
| 第1章 序論 | 1 |
| 1.1 本章の目的 | 1 |
| 1.2 既往の研究 | 3 |
| 1.2.1 立坑の地震時挙動の観測および解析の報告 | 3 |
| 1.2.2 立坑の耐震設計法に関連する現行基準・指針 | 4 |
| 1.2.3 シールドトンネルの耐震性に関する研究 | 5 |
| 1.2.4 シールドトンネルの現行耐震設計法 | 6 |
| 1.2.5 シールドトンネルの解析方法に関する研究 | 7 |
| 1.3 論文の構成 | 8 |
| 第1章の参考文献 | 10 |
| 第2章 立坑構造と地盤特性の差に基づくキネマティック相互作用の評価 | 13 |
| 2.1 緒論 | 13 |
| 2.2 応答変位法による立坑構造と地盤特性の差に基づく静的解析 | 13 |
| 2.2.1 解析対象モデル | 13 |
| 2.2.2 地盤と立坑のキネマティック相互作用の評価 | 19 |
| 2.2.3 解析パターン | 20 |
| 2.3 応答変位法による立坑構造と地盤特性の差に基づく解析結果及び考察 | 21 |
| 2.3.1 解析結果 | 21 |
| 2.3.2 考察 | 27 |
| 2.4 まとめ | 29 |
| 第2章の参考文献 | 30 |
| 第3章 構造仕様の違いによる立坑の挙動 | 31 |
| 3.1 緒論 | 31 |
| 3.2 構造仕様の違いによる立坑の挙動解析 | 32 |
| 3.3 応答変位法による連続立坑と地盤との挙動解析 | 32 |
| 3.3.1 連続立坑と地盤との挙動解析の概要 | 32 |
| 3.3.2 等価剛性,等価質量立坑,地震荷重および地盤ばねの設定 | 33 |
| 3.3.3 解析結果および考察 | 39 |
| 3.4 連続立坑と輪切立坑との比較検討 | 44 |
| 3.4.1 概要 | 44 |
| 3.4.2 立坑構造,地盤条件および地震荷重の設定 | 44 |
| 3.4.3 解析結果および考察 | 47 |
| 3.4.4 立坑の外径の違いによる影響検討 | 49 |
| 3.5 輪切立坑,イモ継立坑および千鳥組立坑の比較 | 56 |

| | |
|---|-----|
| 3.5.1 比較検討概要 | 56 |
| 3.5.2 立坑の構造仕様の設定 | 56 |
| 3.5.3 比較解析結果および考察 | 57 |
| 3.5.4 立坑の外径の違いによるセグメント間継手の影響検討 | 69 |
| 3.6 まとめ | 78 |
| 第3章の参考文献 | 80 |
| 第4章 3次元円筒立坑構造物の1次元梁へのモデル化 | 81 |
| 4.1 緒論 | 81 |
| 4.2 立坑の1次元梁モデルの構築 | 81 |
| 4.2.1 立坑の1次元梁モデルへの適用範囲の設定 | 81 |
| 4.2.2 立坑の検討モデルの設定 | 81 |
| 4.2.3 周辺地盤ばねの設定 | 83 |
| 4.2.4 立坑に作用する荷重の設定 | 84 |
| 4.2.5 解析結果および考察 | 84 |
| 4.3 応答変位法を用いるための地震荷重の評価 | 88 |
| 4.3.1 解析モデルへの地震荷重の設定 | 88 |
| 4.3.2 数値解析による比較 | 90 |
| 4.4 まとめ | 95 |
| 第4章の参考文献 | 96 |
| 第5章 不連続円筒坑の1次元梁ばねモデルの構築 | 97 |
| 5.1 はじめに | 97 |
| 5.2 立坑の1次元梁ばねへのモデル化 | 97 |
| 5.2.1 モデル化の概要 | 97 |
| 5.2.2 解析対象およびモデル | 98 |
| 5.2.3 等価曲げ剛性および曲げ剛性の有効率 | 100 |
| 5.3 立坑の1次元梁ばねモデルの構築 | 100 |
| 5.3.1 1次元梁ばねモデルの概要 | 100 |
| 5.3.2 立坑モデルおよび荷重の設定 | 101 |
| 5.3.3 周辺地盤ばねの設定 | 102 |
| 5.3.4 解析結果および考察 | 102 |
| 5.4 リング継手の非線形性評価 | 110 |
| 5.4.1 リング継手の概要 | 110 |
| 5.4.2 リング継手の非線形性を考慮した回転ばねの評価 | 111 |
| 5.4.3 種々の立坑および地盤条件下での3次元モデルと1次元モデルの比較 | 113 |
| 5.5 非線形梁ばねモデルを用いた応答変位法による解析 | 121 |
| 5.5.1 解析の概説 | 121 |
| 5.5.2 解析モデルおよび荷重条件の設定 | 121 |

| | |
|--|-----|
| 5.5.3 解析結果および考察 | 125 |
| 5.6 まとめ | 138 |
| 第5章の参考文献 | 139 |
| 第6章 動的解析による立坑挙動の検証 | 141 |
| 6.1 緒論 | 141 |
| 6.2 地盤反力係数の比較 | 141 |
| 6.2.1 概要 | 141 |
| 6.2.2 モデルケース | 144 |
| 6.2.3 比較解析結果 | 144 |
| 6.3 静的解析と動的解析の比較 | 147 |
| 6.3.1 概要 | 147 |
| 6.3.2 静的解析と動的解析の比較解析 | 147 |
| 6.4 種々の立坑における非線形動的解析 | 151 |
| 6.4.1 概要 | 151 |
| 6.4.2 種々の立坑における解析手法とモデル化 | 151 |
| 6.4.3 解析結果および考察 | 156 |
| 6.5 動的解析による非線形梁ばねモデルの検証 | 159 |
| 6.5.1 動的解析を含めた静的解析との比較 | 159 |
| 6.6 特殊地盤条件下での立坑応答特性の把握 | 163 |
| 6.6.1 表層が液状化するような軟弱な地盤での立坑応答特性 | 163 |
| 6.6.2 先行掘削により立坑周面地盤の強度が低下する場合の立坑応答特性 ... | 168 |
| 6.6 まとめ | 172 |
| 第6章の参考文献 | 174 |
| 第7章 結論 | 175 |
| 7.1 本研究のまとめ | 175 |
| 7.2 今後の課題 | 178 |
| 発表論文一覧 | 179 |
| 謝辞 | 180 |

第 1 章 序論

1.1 本章の目的

図 1 に示すようにシールドトンネルにおいて用いられる鋼製セグメントを鉛直方向にリング状に組み立てて仮設の立坑（以下に、「鉛直セグメント立坑」という）として利用されている実績が多数存在する。この立坑は仮設土留めとしての役割であるので、最終的にはこの中に R C 製の立坑あるいは人孔が構築されることになる。このような 2 段階の施工手順を踏まえて地中構造物が築造されることになるが、鋼製セグメントではなく R C 製セグメントを採用すれば、プレキャスト製品であるため高品質を確保することができるとも工期短縮が可能となり維持管理を含めてトータルの工事費の低減につながる可能性がある。適用例としては、図 2 に示すように立坑や人孔だけでなく橋梁下部工の基礎や橋脚の補強も考えられる。

このような構造物は、セグメントをボルト等で連結するため、全体として不連続性が高く柔軟な変形性能を有するので耐震上は有利であると考えられる。しかし、組立マンホールなどのように連続体として扱えない構造であるので、耐震設計法が十分に確立されているとはいえない。

今後、大深度地下の利用が促進され、立坑のような鉛直地下構造物は基盤にまで達するようになり、地中に深く構築されるものと考えられる。そのような場合、ケーソンのような連続体と仮定できる構造物であれば、ある程度の靱性を確保して耐震性を保証することもできると考えられるが、構造物が深くなると設計できなくなる場合が発生する。一方、鉛直セグメント立坑のような不連続な構造体であれば、高い変形性能を有するため、そのような問題点を克服できる。

さらに、コンピュータによる情報処理技術が進歩してきたために、かなり高度な技術計算が比較的容易にできるようになってきた。そのため実務設計段階において F E M による設計が取り入れられるケースが多くなっている。しかし、概略設計段階において立坑の構造仕様を決めるために、その都度 F E M により計算して計画していたのでは、時間的にも経済的にも非常に無駄となる。そのため概略設計段階において迅速に立坑の計画ができる設計ツールがあれば、実務設計では非常に有益である。通常、立坑の設計では 1 次元モデルによる計算が行われているが、不連続な立坑を設計する場合においても 1 次元でモデル化できれば概略設計のスピードアップが図れ、コスト的にも有利である。

そこで、本研究では、鉛直セグメント立坑のような不連続な鉛直地下構造物を大深度立坑として用いる場合の、地震時の挙動を解析・評価し、耐震設計法の計算方法を提案することを目的とする。

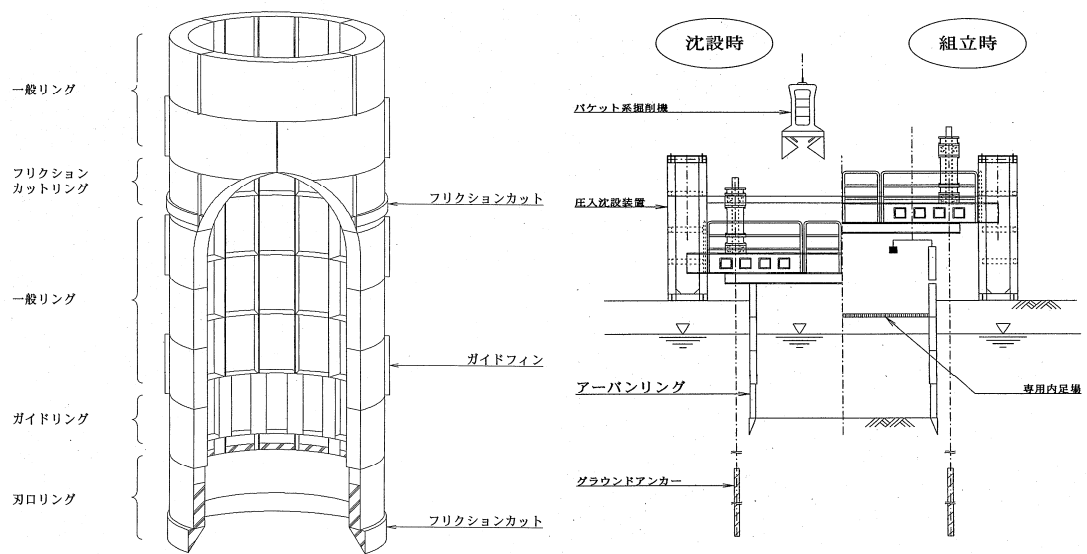


図 1 鋼製セグメント立坑および施工概要¹⁾

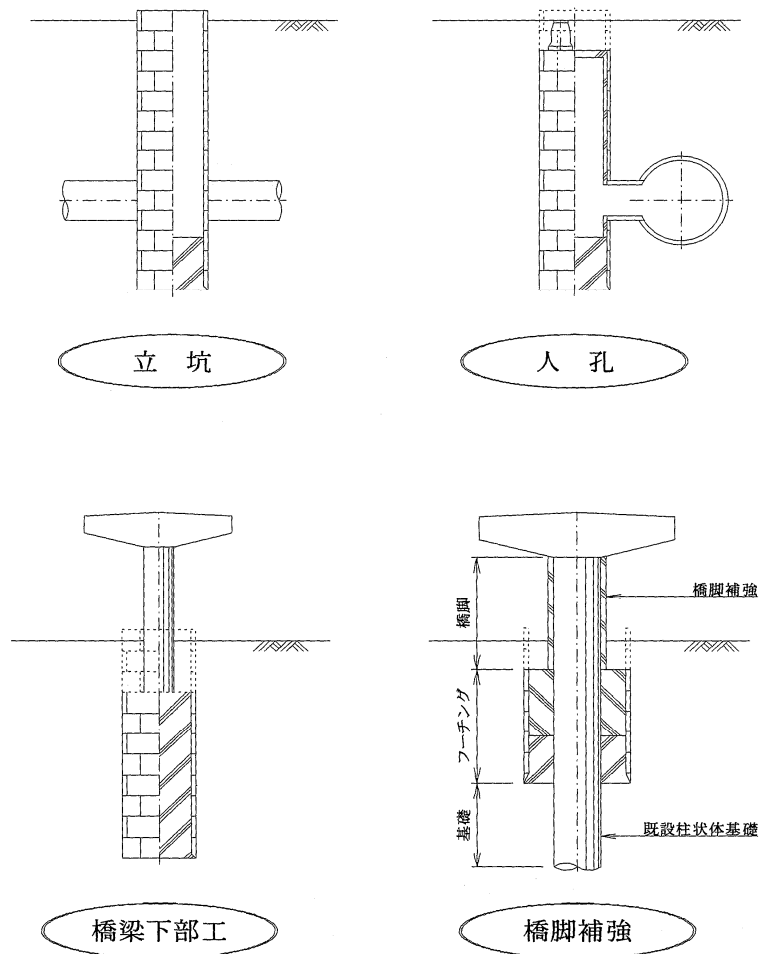


図 2 適用例¹⁾

1.2 既往の研究

本節では、鉛直セグメント立坑の耐震計算を確立するために、鉄筋コンクリート構造の立坑および鉄筋コンクリート製セグメントを用いるシールドトンネルの耐震設計法に関連する既往の研究や報告、現行設計法など、この分野でこれまでに得られた知見と研究の現状を概説し、あわせて本章の位置づけを明確にする。

1.2.1 立坑の地震時挙動の観測および解析の報告

立坑のような鉛直地下構造物の地震時挙動についての研究として、地中線立坑の地震時挙動の解析および報告が挙げられる。この種の報告としては、海津ら^{2)~3)}、および大保ら^{4)~5)}によるものが見られる。

海津ら^{2)~3)}は、地中送電線路立坑における実地震時観測の結果、立坑の地震時変位応答が周辺の自由地盤の変位応答に、また、壁体に作用する土圧は壁体と地震応答変位の相対変位によく対応することを報告している。また、この立坑についてFLUSH系の二次元平面ひずみ動的解析を実施し、立坑および周辺地盤の加速度が、また側壁の最大鉄筋応力度および土圧などの観測結果が解析により十分な精度で再現される様子を示した。しかし、この解析の基となった地震記録は地表で 50gal 程度の小さいものであることから、線形応答の検証であった。大規模な地震を想定する耐震設計においては、地盤の材料非線形性を正しく考慮した解析が必要になる。

大保ら^{4)~5)}は、東京湾周辺に構築される大深度鉛直地下構造物を想定した検討モデルについて地震応答解析によりその地震応答特性を解明した。さらに、各種荷重条件の下で応答変位法により検討モデルの耐震解析を行い、地震応答解析結果と比較・検討した。その結果、次のような特性を明確にした。

- a. 地震時に検討モデルのような大深度鉛直地下構造物は周辺地盤に追従した挙動を示し、地盤－構造物連成系の一次振動モードが支配的となる。したがって、大深度鉛直地下構造物の耐震設計では、地盤－構造物連成系の一次振動モードに着目した解析が有効である。
- b. 軟弱な地盤と硬質な地盤にまたがって建設される大深度鉛直地下構造物は微小な荷重分布の違いでも解析結果に大きな影響を与える。したがって、応答変位法に用いる地震時地盤変位は、地盤の層構造を十分評価した上で、周辺地盤の振動特性をよく表現できる解析手法により算定する必要がある。
- c. 地震時地盤変位を 1 次元重複反射理論に基づく解析 (SHAKE) から求め、地震荷重として地震時土圧及び地震時周面せん断力を考慮して応答変位法を適用すれば、構造系の応答は軸対称 FEM 地震応答解析結果とほぼ同等の結果が得られる。
- d. 構造物の水平面内において、断面力の種類により最大値の発生位置が異なること及び、上記のように地震時周面せん断力を考慮する必要があることから、構造物を 3 次元的にモデル化する必要がある。

1.2.2 立坑の耐震設計法に関連する現行基準・指針

立坑の設計・施工に際して準拠すべき主な基準・指針を列挙する。

- 1) 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン(案), 平成 4 年⁶⁾
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, 平成 8 年版⁷⁾
- 3) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説, 1997 年版⁸⁾
- 4) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説, 1997 年版⁹⁾
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル, 平成 13 年¹⁰⁾
- 6) 日本トンネル技術協会：電力用立坑の性能照査型設計の手引き, 平成 14 年¹¹⁾

現行設計法において、立坑の耐震設計法ないしは耐震計算法にかかわる条項を整理すると、以下ようになる。

1) 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)

地盤中に建設される大規模地下構造物の耐震設計に適用されるためのガイドラインであり、特定の構造、用途種別を考慮せずに、地下構造物の地震時振動特性に基づき、その耐震設計法の一般的なものが提示されているだけで、実際の耐震設計するための具体的な記述はない。

2) トンネル標準示方書(開削編)・同解説

平成 8 年版では、一般的には地震に対する検討を要しない場合が多いが、周辺地盤の深さ方向の相対変位量が多い場合には、立坑の耐震性について検討するのがよいと明示されているだけで、地震の影響に関する記述が少なく具体的な耐震計算法も提示されていない。

3) 下水道施設地震対策指針と解説

1997 年版では、兵庫県南部地震の経験を踏まえて、2 段階の設計対象地震動を設定し、大きな地震に対する対策を取り入れており、マンホールのような鉛直地下構造物の地震の影響に関する記述が充実しているが、実務の耐震計算を行う上での具体的な記述が少ない。それを補うために、「下水道施設耐震計算例-管路施設編-、日本下水道協会、2001 年版」¹²⁾が発行されて、かなり具体的な説明がなされているが、まだ不明な点が多く残されている。

4) 水道施設耐震工法指針・解説

1997 年版では日本海中部地震以後の知見、特に兵庫県南部地震の経験を踏まえて、全面的に改訂されている。2 段階の設計対象地震動を設定し、立坑の地震に関する記述が充実しているが、実務の耐震計算を行う上での具体的な記述が少ない。

5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル

換気施設, 排水施設等を設置する永久構造物としての立坑を設計するための記述はある. その中で地震の影響に関する記述は, 「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 鉄道総合技術研究所, 平成 11 年 10 月」によると提示されているが, 具体的な記述は見当たらない.

6) 電力用立坑の性能照査型設計の手引き

電力用立坑を対象とした性能照査型設計法が体系的に提示され, 構造物の耐震性能照査において 2 段階の地震動の強さを想定している. この性能照査型設計法は, 構造物に与えられる要求性能を設定し, 設定した構造がその要求性能を満足するかどうか確認するのであるが, 要求性能は概念的なものであり, 直接数値的に照査することが現状では困難な状況にある. したがって, 耐震性能照査においても概念的な記述は充実しているが, 具体的な検討内容が詳細に記述されているとは言い難い.

以上, 現行の立坑の設計指針等について述べたが, 耐震計算法に関する規定のある指針においても, 連続構造体としての耐震設計手法はあるが, 今回対象とする鉛直セグメント立坑のような不連続構造体の耐震設計法については, その評価法は確立されていない. したがって, 設計指針として早急に解決すべき課題が多い.

1.2.3 シールドトンネルの耐震性に関する研究

シールドトンネルの合理的な耐震設計に関する研究として, 小泉ら¹³⁾, 志波ら^{14) ~17)}, および川島ら¹⁸⁾ によるものが見られる.

小泉ら¹³⁾ は, シールドトンネルの軸方向の挙動を説明できる解析モデルを提案した. このモデルでは, リング継手位置の断面力も決定できるので, リング継手部の検討など具体的な設計へのルートを開いた.

志波ら¹⁴⁾ は, 実際には不連続な構造体であるシールドトンネル覆工の長手方向剛性を評価するために, セグメントリング～リング継手系構造の荷重～変形関係を導き, この構造系と等価な荷重～変形関係をもつ一様連続な梁の剛性 (等価剛性) として表現した. この等価剛性を用いてシールドトンネルを弾性床上の梁にモデル化することにより, 一般の線状地中構造物の耐震解析に準じた扱いを可能とした.

また, 志波ら¹⁵⁾ は, 一般の線状地中構造物の耐震計算法と同様に応答変位法に基づき, シールドトンネルを弾性床上に支持された梁にモデル化し, これに正弦波状の地盤変位が作用する場合の長手方向断面力を解析的に導いた.

さらに, 志波ら^{16) ~17)} は, シールドトンネルの長手方向の地震応答解析を実施する際に, リング継手の非線形性を考慮するために, シールドトンネルの覆工の特性, 特に二次覆工の非線形な力学特性を考慮した地震応答解析手法を提案し, 例示トンネルについて試算し, その有効性を確認し, 二次覆工がシールドトンネルの軸方向の地震時挙動を及ぼす影響に

関して種々の成果を得た。

川島ら¹⁸⁾は、地震時に曲げモーメントを受けた場合にシールドトンネルが破壊に至るまでのメカニズムを実験的に明らかにし、シールドトンネルの曲げ剛性の合理的な評価方法を開発することを目的として、シールドトンネル模型の正負交番裁荷実験を実施した。

しかしながら、上記のシールドトンネルに関する研究成果を、立坑に利用するためには、立坑の延長が有限であるために十分な検討を要する。

1.2.4 シールドトンネルの現行耐震設計法

シールドトンネルの設計・施工に際して準拠すべき主な基準・指針を列挙する。

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書[シールド編]・同解説，平成 8 年版¹⁹⁾
- 2) 土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント，平成 13 年²⁰⁾
- 3) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1997 年版²¹⁾
- 4) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997 年版²²⁾
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，平成 14 年²³⁾
- 6) 日本トンネル技術協会：シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン，平成 15 年²⁴⁾

現行設計法において、シールドトンネルの耐震設計法ないしは耐震計算法にかかわる条項を整理すると、以下のようになる。

1) トンネル標準示方書(シールド編)・同解説

平成 8 年版では、地震の影響が考えられ場合には、重要度に応じてトンネルの立地条件、地山条件などを考慮して検討すると記述されている。応答変位法を用いることなど耐震設計に関する事項が詳細に記述されているが、具体的な内容までには至っていない。

2) シールド工事用標準セグメント

標準セグメントは、従荷重のうちの施工時荷重を対象とした設計計算に基づく規格化が示されており、地震の影響については標準セグメントの規格規定として考慮されていない。このため、構造物の重要度に応じ、当該地域の地震動、地盤条件、トンネル構造などの必要な条件を考慮した地震時要求性能に関する検討を必要に応じて個別に実施し、地震時の安全性の照査を行うことは記述されているが、一般性のある考え方が提示されているわけではない。

3) 下水道施設地震対策指針と解説

1997 年版では、兵庫県南部地震の経験を踏まえて、2 段階の設計対象地震動を設定し、大きな地震に対する対策を取り入れており、シールドトンネルの地震の影響に関する記述が

充実しているが、実務の耐震計算を行う上での具体的な記述が少ない。それを補う形で、「下水道施設耐震計算例-管路施設編-、日本下水道協会、2001 年版」¹²⁾ が発行され、かなり具体的な説明がなされているが、まだ不明な点が多く残されている。さらに、シールドトンネルの耐震設計についての考え方を立坑に利用する場合は検討課題が多い。

4) 水道施設耐震工法指針・解説

1997 年版では日本海中部地震以後の知見、特に兵庫県南部地震の経験を踏まえて、全面的に改訂されている。2 段階の設計対象地震動を設定し、シールドトンネルの地震に関する記述が充実しているが、実務の耐震計算を行う上での具体的な記述が少ない。

5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル

シールドトンネルがほぼ均一な地盤中にあり、かつ土かぶりが多い場合には、トンネルは周辺地盤とほぼ同様に振動するので、地震の影響は大きくないと考えられており、地震の影響は、当該地域の地盤条件、トンネルの線形、建設位置等から影響が大きいと考えられる場合に考慮すると、記述されている。また、地震時の検討においては、応答変位法によることが規定されているが、具体的な耐震設計法は示されていない。これについても、ここに記述されている耐震設計の考え方を立坑に取り入れるには記述内容が不足している。

6) 日本トンネル技術協会：シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン

シールド工法によって作られるトンネルの覆工体を対象に性能照査型設計法の適用を検討したもので、覆工体に要求される性能とその照査方法についての基本的な考え方と手順とが体系的に示されている。また、多岐にわたるシールドトンネルの覆工体の設計にあたり、構造物ごとに要求される性能を適切に見極めた設計が可能のようにまとめている。耐震に関する検討においては、地震時性能照査方法が示されているが、主にセグメントで組み立てられたシールドトンネル横断面に関する記述が多く、縦断面に関しては簡単にまとめられているにすぎない。

以上、現行のシールドトンネルの設計指針等について述べたが、耐震計算法に関する規定のある指針においても、連続構造体としての耐震設計手法はあるが、今回対象とする鉛直セグメント立坑のような不連続構造体の耐震設計法については、その評価法が確立されていない。したがって、設計指針として早急に解決すべき課題が多い。

1.2.5 シールドトンネルの解析方法に関する研究

シールドトンネルにおけるセグメントの設計法の代表的なものとして、慣用計算法、修正慣用計算法、および梁-ばねモデルが挙げられる。慣用計算法は、継手のない一様なリン

グ状の構造体に設定された土圧や水圧等の設計荷重と地盤からの反力を考慮して発生する応力と許容応力を比較する方法である。また、修正慣用計算法は、継手による剛性の低下を評価するために慣用計算法を修正したもので、全体の曲げ剛性を一様に小さくする係数 η を用い、曲げモーメントの ζ 倍が千鳥組みされるリング間で授受されることを想定してセグメント本体や継手ボルトの設計が行われる。しかし、これらの係数 η 、 ζ をどのように設定するかについては必ずしも定められた方法はない。さらに、梁-ばねモデルによる計算法では、1つのセグメントを梁要素に置き換え、それらを回転ばねでつなぎ合わせて1つのリングを構成し、複数のリングをせん断ばねでトンネル軸方向に並べてシールドトンネルのモデルを作る。それに地盤ばねの影響を考慮しながら設計荷重を作用させて各部位に生じる応力を照査する方法である。

また、3次元解析は一般に莫大な計算が要求されるが、各セグメントを剛体とすることにより、未知数をかなり少なくすることができる剛体要素にばねを付けたものとして剛体-ばねモデル(RBSM)が提案されている²⁵⁾。

田村ら²⁶⁾は、莫大な計算が要求される3次元解析を簡素化するため、剛体-ばねモデルを用いながら、幾何学的に忠実な方法でシールドトンネルの3次元解析法を実施し、以下の知見を得た。

- a) セグメントを剛体と仮定すると未知数の数がかなり減少するためシールドトンネルの3次元解析が非常に容易となる。
- b) トンネル軸方向には Timoshenko ばりで近似されるが、せん断変形はかなり小さく、実際上は Bemoulli-Euler ばりと等価である。
- c) 千鳥組みによる添接効果はリング間のせん断力の大きさに支配される。特にセグメント間の曲げモーメントはせん断力によって隣接リングに授受される。
- d) 剛体-ばねモデルにおけるばね定数を適当に設定することにより、弾性セグメントからなる等価なシールドトンネルに置き換えることができる。

1.3 論文の構成

前節で概観したように、セグメントを鉛直方向に積み重ねた立坑の耐震解析を合理的に行うための方法論に関する研究はほとんどなされておらず、不連続構造体としての立坑の耐震設計法は未だ整備されていないのが実状である。特に設計実務の立場からは、その基礎となる仮定条件やモデル化手法が明確で合理的な耐震計算法の確立が望まれるところである。本論文は、不連続な立坑の耐震設計手法に関する研究成果をまとめたものである。本論文構成を図3に示す。

第1章では、本章の目的と、この分野の研究の現状を概説した。

第2章では、立坑と地盤との構造特性の差によるキネマティック相互作用を評価する。

第3章では、構造仕様の違いによる立坑の応答特性を3次元モデルによって評価する。

第4章では、3次元連続円筒立坑を1次元梁モデルに変換するための手法を提案する。

第5章では, 3次元不連続円筒立坑を1次元梁ばね系へモデル化する手法を提案する.

第6章では, 動的解析による応答変位法の静的解析の検証を行い, 特殊地盤条件での不連続立坑の応答特性について考察する.

第7章では, 結論であり, 本章の成果のまとめとして, 不連続立坑の地震応答解析手法ならびに地震応答特性について得られた知見をまとめる.

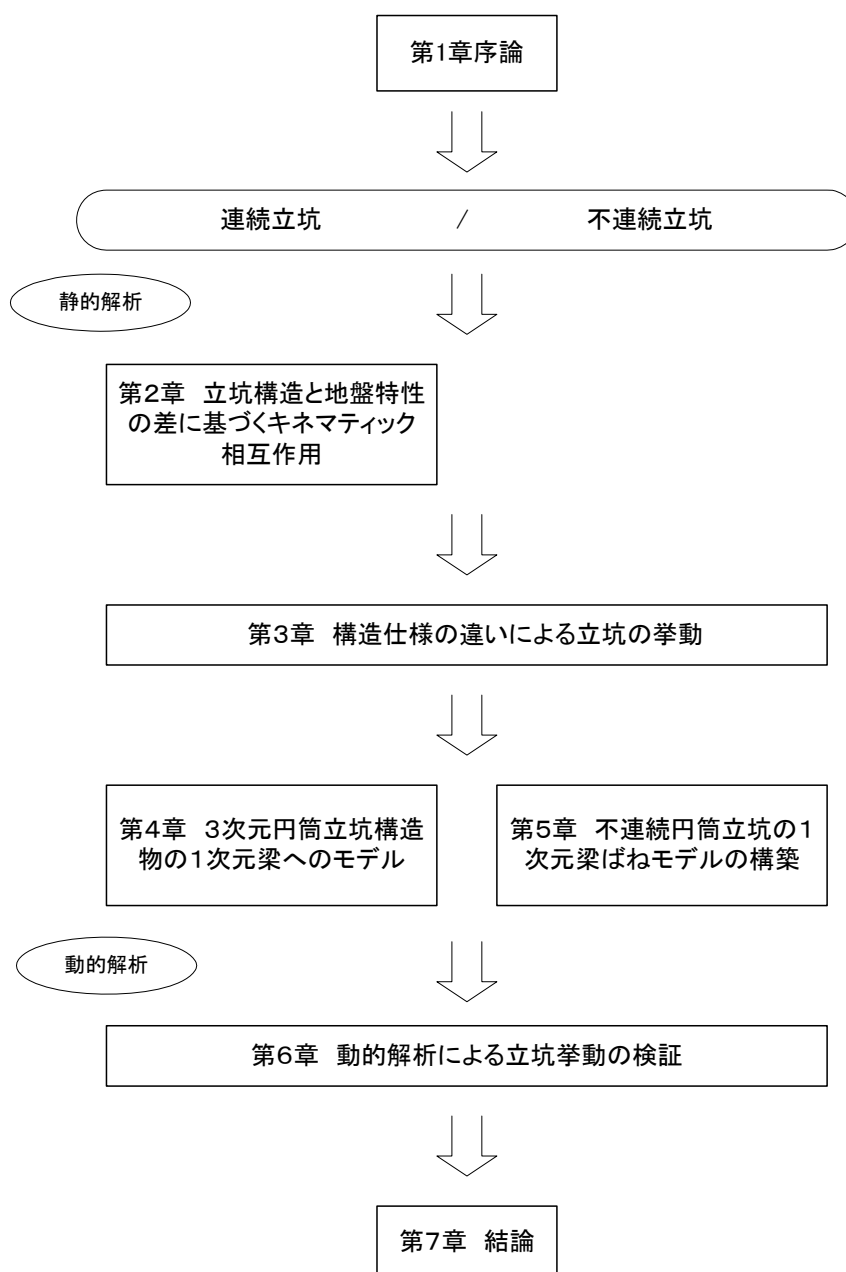


図 3 論文構成

第 1 章の参考文献

- 1)アーバンリング工法研究会：アーバンリング工法パンフレット
- 2)海津信廣・安中正・大木晴雄：地中線立坑の地震時挙動の観測，地震工学研究発表会講演概要，Vol20，1989 年，pp409-412
- 3)大木晴雄・安中正・梅津信廣：地中線立坑の地震時挙動の解析，地震工学研究発表会講演概要，Vol20，1989 年，pp413-416
- 4)大保直人・林和生・上野建治：大深度鉛直地下構造物の動的応答特性と地震荷重，構造工学論文集 Vol. 38A，1992 年 3 月
- 5)大保直人，林和生，上野建治，鄭京哲：大深度鉛直地下構造物の耐震設計用地震荷重，鹿島技術研究所年報，pp. 63-70，1992 年 10 月．
- 6)建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)，平成 4 年
- 7)土木学会：トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説，平成 8 年版
- 8)日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1997 年版
- 9)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997 年版
- 10)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，平成 13 年
- 11)日本トンネル技術協会：電力用立坑の性能照査型設計の手引き，平成 14 年
- 12)日本下水道協会：下水道施設耐震計算例-管路施設編-，日本下水道協会，2001 年版
- 13)小泉淳，村上博智，西野健三，シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について，土木学会論文集 No.394，Ⅲ-9，1988. 6
- 14)志波由紀夫，川島一彦，大日方尚巳，加納尚史，シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法，土木学会論文集 No.398，Ⅰ-10，1998. 10
- 15)志波由紀夫，川島一彦，大日方尚巳，加納尚史，応答変位法によるシールドトンネルの地震時断面力の算定法，土木学会論文集 No.404，Ⅰ-11，1999. 4
- 16)志波由紀夫，岡本晋，横山正義，二次覆工の非線形力学特性を考慮したシールドトンネルの地震応答解析手法，大成建設技術研究所報 第 22 号
- 17)志波由紀夫，丸山昭義，横山正義：シールドトンネルの地震応答解析ーリング継手の非線形モデルー，土木学会第 43 回学術講演会，昭和 63 年 10 月
- 18)川島一彦，杉田秀樹，加納尚史，正負交番曲げモーメントを受けるシールドトンネルの変形および破壊特性に関する実験的研究，土木学会論文集No.483，Ⅰ-26，1994. 1
- 19)土木学会：トンネル標準示方書[シールド編]・同解説，平成 8 年版
- 20)土木学会・日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント，平成 13 年
- 21)日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1997 年版
- 22)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997 年版
- 23)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，平成 14 年
- 24)日本トンネル技術協会：シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン，平成 15 年 6 月

- 25) 川井忠彦：離散化極限解析法, 培風館, 1991
- 26) 田村武, 足立紀尚, 廣松智樹, 坂本寛章：剛体セグメントを用いたシールドトンネルの 3 次元解析, 土木学会論文集No.652/Ⅲ-51, 61-72, 2000. 6
- 27) 川島一彦, 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994
- 28) 土木学会：トンネルライブラリー第 6 号 セグメントの設計, 1994
- 29) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 1) シールドトンネルの等価剛性の評価および応答変位法の適用, 第 2262 号, 1985 年 10 月
- 30) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 2) 覆工の軸剛性の非線形性を考慮した動的応答解析, 第 2277 号, 1985 年 12 月
- 31) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 3) 鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験, 第 2381 号, 1986 年 4 月
- 32) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 4) トンネル軸直角方向の地盤の変化を考慮した併設シールドの地震応答解析, 第 2496 号, 1987 年 2 月
- 33) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 5) 軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の実験, 第 2649 号, 1987 年 7 月
- 34) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 6) 正負交番の曲げ及びねじり荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験, 第 2786 号, 1989 年 7 月
- 35) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 7) 曲線部を有するシールド管梁に生じる地震力の検討, 第 2920 号, 1990 年 11 月
- 36) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 8) シールド管渠の地震応答に及ぼす立杭の影響, 第 2815 号, 1988 年 2 月
- 37) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 9) シールドトンネル曲線部に生じる地震力の検討, 第 3007 号, 1991 年 6 月
- 38) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その 10) 二次覆工剛性に関する正負交番載荷実験, 第 3516 号, 1997 年 6 月
- 39) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究, 第 188 号, 1993 年 3 月
- 40) 建設省土木研究所：シールドトンネル履行構造特性に関する研究報告書ーシールドセグメント用継手の載荷実験ー, 第 2599 号, 1988 年 3 月
- 41) 国土交通省：大深度地下使用技術指針・同解説, 平成 13 年 6 月
- 42) 土木学会関西支部：シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案), 平成 13 年 9 月

第 2 章 立坑構造と地盤特性の差に基づくキネマティック相互作用の評価

2.1 緒論

地震時における橋梁下部工の杭基礎は、杭がたわみやすい構造であるため周辺地盤の動きに追随する。ひずみの集中する弱層がある場合、そこに亀裂が発生したり、振動する地盤によって橋脚を含む上部橋梁構造がその慣性力によって揺すられ、フーチングを介して基礎や地盤に伝達されて、杭頭部分に亀裂が集中したりする。通常、前者はキネマティック相互作用による影響、後者は慣性力相互作用による影響として地盤と構造物との相互作用を 2 つに区別して評価される¹⁾。一方、立坑の場合では、地中に埋設されているため橋梁下部工の場合のように上部工の慣性力による影響はほとんど受けず、周辺地盤の地震時の変形によってその挙動が支配される。しかしながら、立坑は一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さいため、質量効果が小さく、また、逸散減衰が大きく、立坑が杭基礎構造と同様な地盤との相互作用による影響を受けるのかは明確でない。さらに立坑の変形は、その剛性だけでなく、周辺地盤との剛性の違いや入力地震動の特性により異なると考えられる。本章では、地盤、立坑および地震動の組み合わせによる相互作用の影響について評価する。なお、立坑のような地下構造物では、地震時地盤変位及び地震時周面せん断力が支配的となるため、応答変位法を用いた立坑の地震時における静的解析を実施した。

2.2 応答変位法による立坑構造と地盤特性の差に基づく静的解析

2.2.1 解析対象モデル

図 4 に示すように周辺地盤中に立坑が埋設され、立坑底版は硬質地盤で支持されたモデルを想定し、硬質地盤の位置に地震波形を入力する。

(1) 地盤モデル

地盤モデルは表層と基盤層の 2 層構造とし、表層は表 1 に示すとおり、N 値が 3~15 の沖積粘性土とし、基盤層は N 値 50 の砂礫を考える。表層の沖積粘性土のせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性に関しては建設省土木研究所²⁾の沖積粘性土の動的性質に関する研究成果により設定する。

(2) 立坑モデル

解析に用いた 3 次元 FEM モデルを図 5 に示す。3 次元 FEM モデルについては、円筒リング

を平面版要素で、底版部はソリッド要素で分割して近似し、周辺地盤を地盤ばねで評価する。立坑及び地盤ばねのモデル図を図 6 に示す。また、地盤ばねは立坑側面に対しては法線および接線方向に、立坑底面に対しては鉛直およびせん断方向に配置する。これらの地盤ばねは、「下水道施設耐震計算例－管路施設編－³⁾」の記述に従って算出する。検討する対象構造物を表 2 に示す。「道路橋示方書 IV 下部構造編⁴⁾」の記述に従い、計算を簡略化するために鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として解析を実施した。解析に用いた構造物の物理定数を表 3 に示す。

(3) 地震荷重の設定

解析に用いた地震波形⁵⁾を表 4 に示し、その加速度波形を図 8～図 12 に示す。応答変位法に用いる地震荷重⁶⁾としては、自然地盤を対象とした 1 次元地震応答解析を実施し、①地盤変位による荷重、②地震時周面せん断力、および③立坑の慣性力がある。立坑自重に起因する慣性力は他の荷重と比較して小さく解析結果に与える影響は小さいため、ここでは考慮しない。具体的には、地震変位による荷重は、1 次元重複反射理論により求めた地盤の応答変位に地盤ばねを乗じて荷重として立坑に作用させる。地震時周面せん断力は、1 次元重複反射理論により求めた地盤応答変位の層間の勾配にせん断弾性係数を乗じた荷重を用いる。立坑に作用させる荷重図を図 7 に示す。

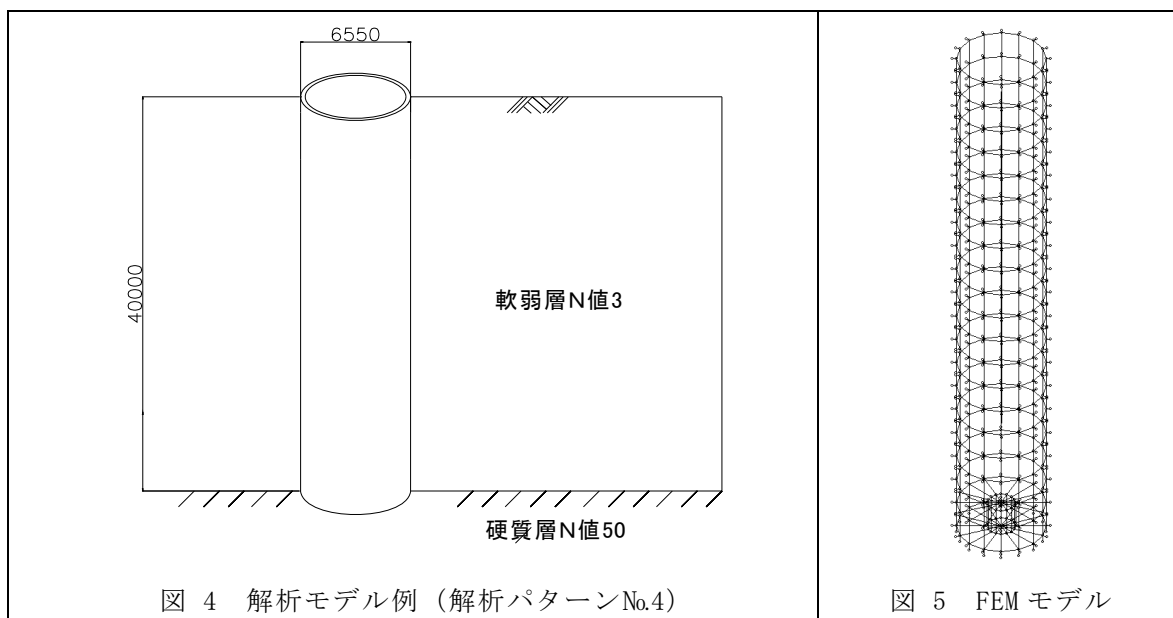


表 1 地盤モデル

| No. | 地層 | 単位体積重量 (kN/m ³) | N 値 | 層厚 (m) |
|-----|-----------|-----------------------------|-----|--------|
| A | 沖積 粘性土 | 16 | 15 | 5.0 |
| B | | | 10 | 10.0 |
| C | | | 5 | 20.0 |
| D | | | 3 | 40.0 |

表 2 立坑モデル

| タイプ | 外径 (m) | 側厚 (m) |
|-----|--------|--------|
| I | 3.35 | 0.175 |
| II | 3.90 | 0.200 |
| III | 4.45 | 0.225 |
| IV | 6.55 | 0.275 |
| V | 8.65 | 0.325 |
| VI | 10.80 | 0.400 |

表 3 立坑の物理定数

| 物理定数の種類 | 記号 | 単位 | 構造物 |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| 材質 | — | — | コンクリート |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 |
| ポアソン比 | ν | — | 0.2 |

表 4 地震波形

| No. | 地 震 波 名 |
|-----|--|
| 1 | レベル 1 地震波 (コンクリート標準示方書 ⁵⁾) |
| 2 | レベル 2 地震波 (内陸型) (コンクリート標準示方書 ⁵⁾) |
| 3 | EL CENTRO 地震波, NS 成分 |
| 4 | 十勝沖地震 (八戸), NS 成分 |
| 5 | 兵庫県南部地震 (神戸海洋気象台), NS 成分 |

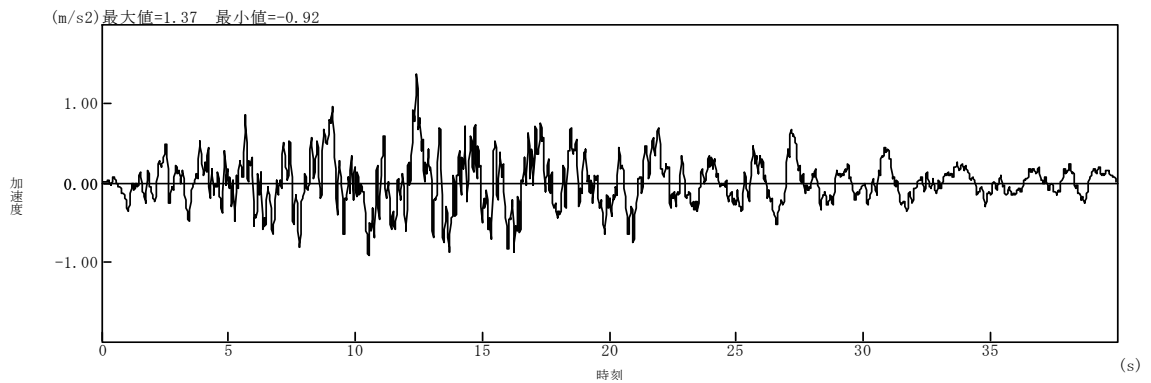
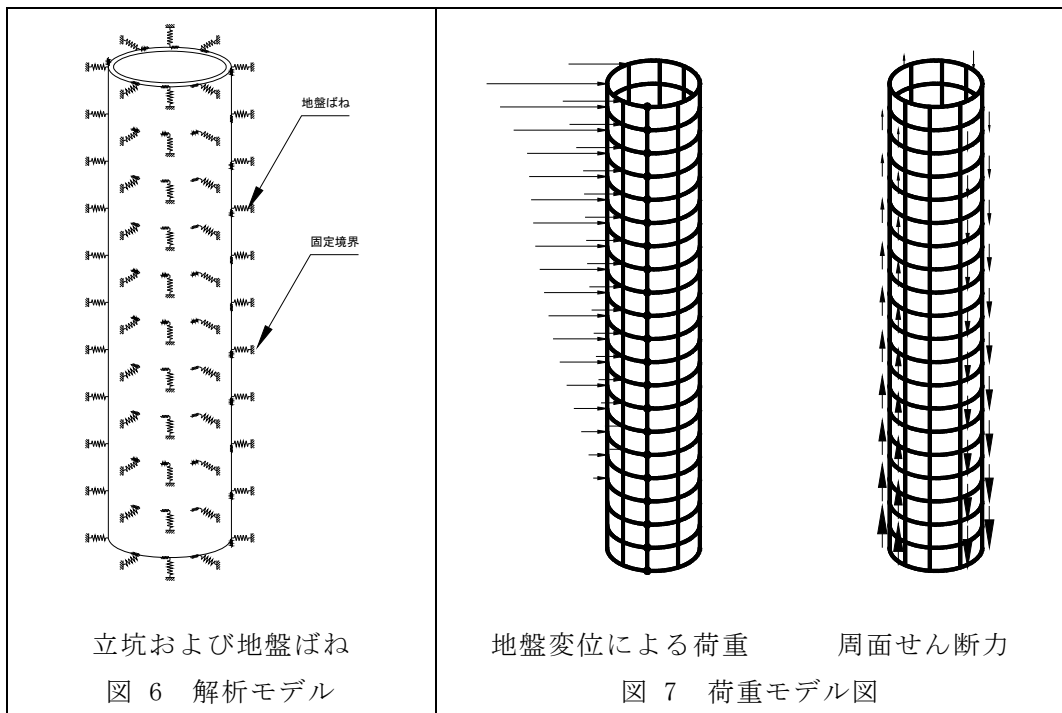


図 8 時刻歴加速度波形 レベル 1 地震波

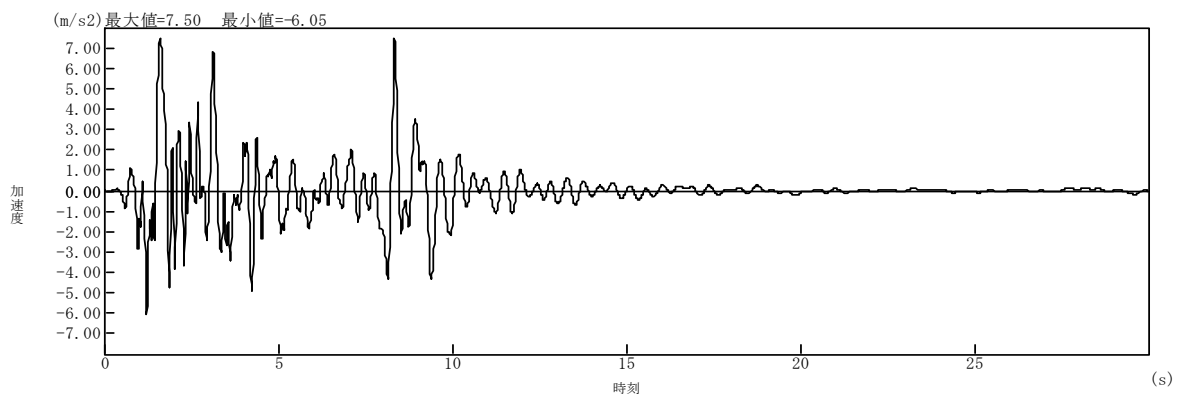


図 9 時刻歴加速度波形 レベル 2 地震波

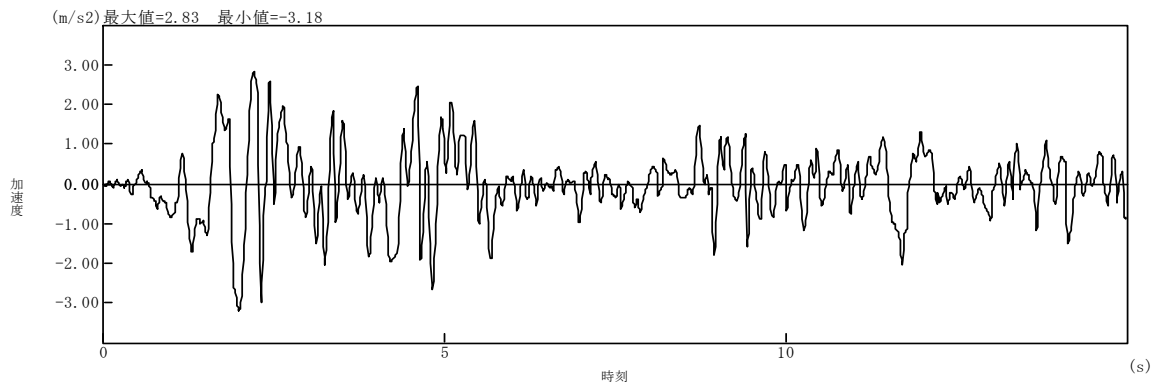


図 10 時刻歴加速度波形 EL CENTRO 地震波

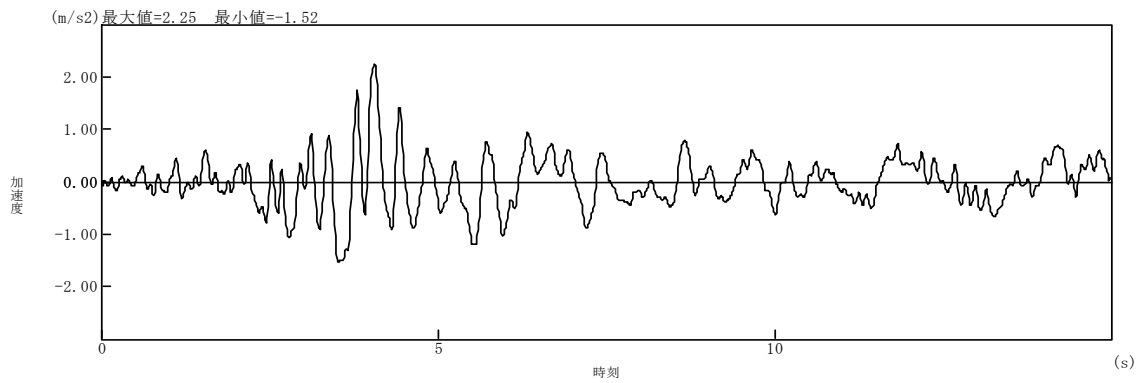


図 11 時刻歴加速度波形 十勝沖地震波

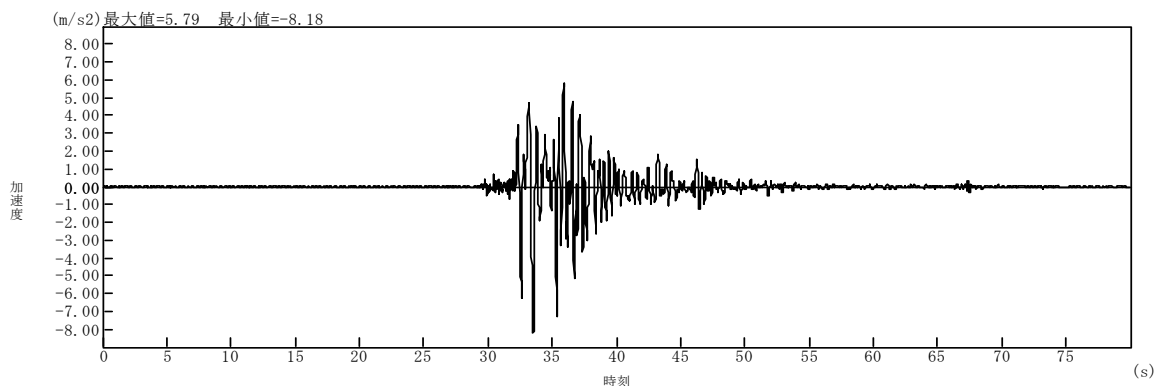


図 12 時刻歴加速度波形 兵庫県南部地震波

(4) 地盤ばねの設定

地盤ばねは、地盤のせん断剛性 G とポアソン比 ν より算出した地盤の変形係数 E を用いて、「道路橋示方書 IV 下部構造編⁴⁾」に掲載されている地盤反力係数の算出式により評価した。なお、地盤のせん断剛性は、1次元重複反射理論と等価線形化法を用いた地盤応答解析で得られたせん断ひずみを基に等価線形化法を適用して地盤の剛性低下を考慮した。

その場合の地盤のせん断剛性(G)および減衰定数(h)のひずみ(γ)との関係を図 13 および図 14 に示す. 40mの表層地盤を4分割し, 地盤が浅いほど, 剛性低下の度合は緩やかで, 地盤が深くなるほど, あるひずみを境に急激に低下するように地盤の剛性低下曲線を設定した. また, 20m, 10m および 5m の表層地盤では, これに準じて設定した.

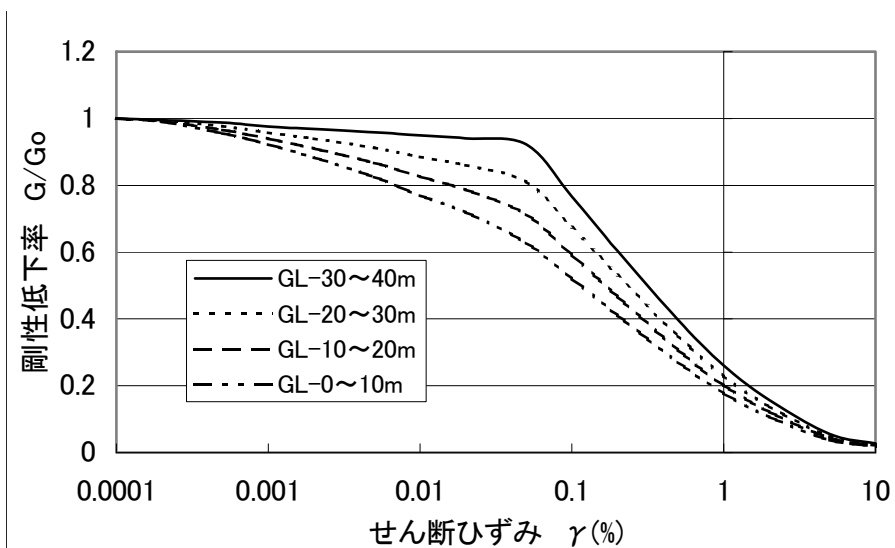


図 13 剛性低下率とせん断ひずみの関係

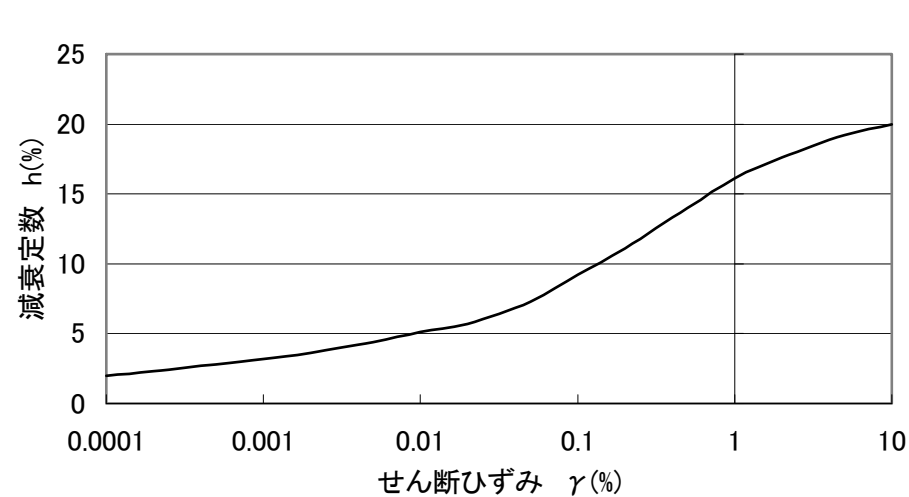


図 14 減衰定数とせん断ひずみの関係

2.2.2 地盤と立坑のキネマティック相互作用の評価

立坑は周辺地盤と異なる剛性と質量を有するため、立坑の存在によって自由地盤での地震時の挙動とは異なる挙動を示す。立坑が撓みやすい構造の場合では、地盤との相互作用による影響は小さく、逆に立坑の剛性が高ければ、その存在によって地盤の動きは異なる。そのため地盤と立坑の代表的な物性としては、地盤に関してはせん断剛性(G)が、立坑に関しては曲げ剛性(EI)が挙げられる。この両者の剛性比(EI/G)を用いて地盤振動の波長(λ)と対比して考えるため、剛性比の4乗根をとり、次式のように地盤のせん断剛性に対する立坑の曲げ剛性の換算長(L_o)を定義する。

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{EI}{G}} \quad \dots\dots (2.1)$$

ここに、 L_o ：地盤のせん断剛性に対する立坑の曲げ剛性の換算長

EI ：立坑の曲げ剛性

G ：地盤のせん断剛性

一方、地盤振動の波長 λ は、表層地盤において重複反射理論を考えた場合の波長とする。その波長の算定式を以下に示す。

$$\lambda = L_1 \quad \dots\dots (2.2)$$

ここに、 L_1 ：表層地盤の地盤振動波長($L_1 = 4H$)

H ：表層地盤の厚さ

さらに、立坑によるキネマティック相互作用を評価するため、自然地盤の地表面での変位を U_o^f と記述し、立坑が存在することで変化した立坑頂部での水平変位および鉛直変位(最大最小変位差)を U_o^s および W_o^s としたとき、その変化の度合を、以下に定義される並進(T_{sway})と回転(T_{rock})のキネマティック変位伝達率⁷⁾により地盤振動の波長 λ に対する式(1)の換算長 L_o の比(L_o/λ)の関数として表現する。

$$T_{sway} = \frac{U_o^s}{U_o^f} \quad \dots\dots (2.3)$$

$$T_{rock} = \frac{W_o^s}{U_o^f} \quad \dots\dots (2.4)$$

この L_o/λ が大きくなることは、立坑の撓みの波長に比べて入射する波長が短くなることを示し、逆に小さくなることは長くなることを示す。この L_o/λ を広範囲に設定し立坑と地盤の物性を適切に組み合わせて以後の解析に用いる。

2.2.3 解析パターン

5種類の地震波形を用いて地震荷重を設定し、地盤モデルと立坑モデルを組み合わせ、解析を行った。解析パターンは18ケースであり、その一覧表を表5に示す。

表5 解析パターン一覧表

| No. | 地盤モデル | 立坑モデル | 地震波 |
|-----|-------|-------|--|
| 1 | D | I | No.毎に 5種類の地震波 ①レベル1地震波 ②レベル2地震波 ③EL CENTRO地震波 ④十勝沖地震波 ⑤兵庫県南部地震波を設定する |
| 2 | D | II | |
| 3 | D | III | |
| 4 | D | IV | |
| 5 | D | V | |
| 6 | C | III | |
| 7 | D | VI | |
| 8 | C | IV | |
| 9 | C | V | |
| 10 | B | III | |
| 11 | C | VI | |
| 12 | B | IV | |
| 13 | B | V | |
| 14 | A | III | |
| 15 | B | VI | |
| 16 | A | IV | |
| 17 | A | V | |
| 18 | A | VI | |

2.3 応答変位法による立坑構造と地盤特性の差に基づく解析結果及び考察

2.3.1 解析結果

異なる地震波毎に Lo/λ と T_{sway} との関係を図 15 および図 21～図 24 に、 Lo/λ と T_{rock} との関係を図 16 および図 25～図 28 に示す。図中にプロットした解析結果に基づいて近似曲線を追加している。 T_{sway} においては 5 次の多項式で、 T_{rock} においては 3 次の多項式で表現できる。 T_{sway} に関しては、 Lo/λ が 0.049 付近では、 T_{sway} がほぼ 1 前後で立坑頂部と周辺地盤がほとんど等しい動きをするが、 Lo/λ が大きくなるにつれて T_{sway} が大きくなるが、 Lo/λ が 0.148 前後をピークに減少する傾向を示し、 Lo/λ が 0.3 を超えて大きくなると立坑は次第に地盤の応答に追随しなくなる。一方、回転に関わる T_{rock} は Lo/λ が小さいうちは、ほとんどゼロであるが、 Lo/λ が大きくなるにつれ次第に大きくなり、 Lo/λ が 0.3 前後をピークに減少する傾向を示す。これは周辺地盤の動きには存在しなかった鉛直成分が剛性を有する立坑が水平に振動することで僅かながら励起されている様子を示す。自然地盤での地盤変位と立坑の変位を図 17～図 20 に示す。図 17 は $Lo/\lambda = 0.049$ の場合で両者はほとんど同じ変形モードを示す。図 18 は $Lo/\lambda = 0.148$ の場合で変位伝達率(並進)がピーク的位置付近での立坑の挙動を示す。図 19 は $Lo/\lambda = 0.362$ の場合で変位伝達率(回転)がピーク的位置付近での立坑の挙動を示す。図 20 は $Lo/\lambda = 0.830$ の場合での立坑の挙動を示し、立坑は周辺地盤と異なる並進および回転の挙動を示す。これらの傾向は、異なる地震波においても多少の違いは見られるものの、ほぼ同様な結果が得られる。このことは地震動の振幅の大きさや周波数特性の違いに拘わらず地盤と立坑との相互作用の影響を統一的に表現できることを示す。

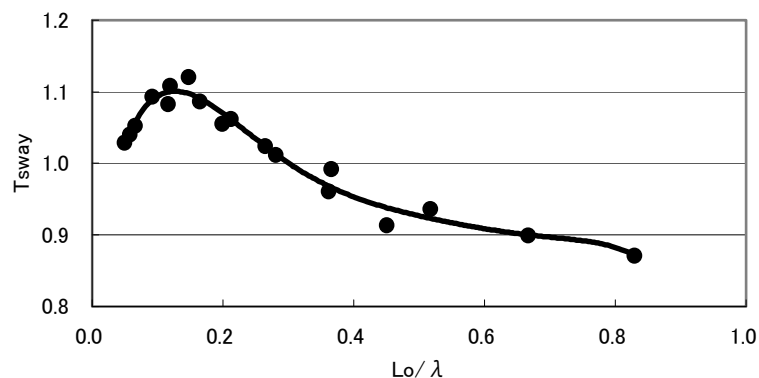


図 15 変位伝達率(並進) レベル 1 地震波

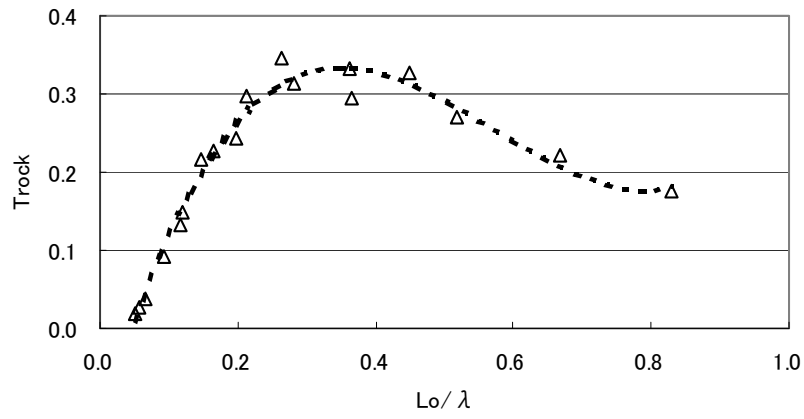


図 16 変位伝達率(回転) レベル 1 地震波

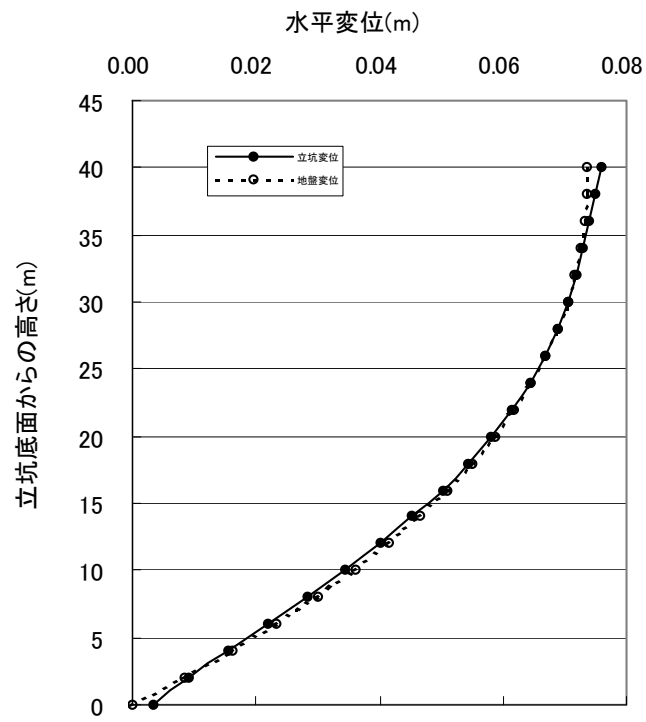


図 17 地盤および立坑の水平変位 レベル 1 地震波 ($L_o/\lambda = 0.049$)

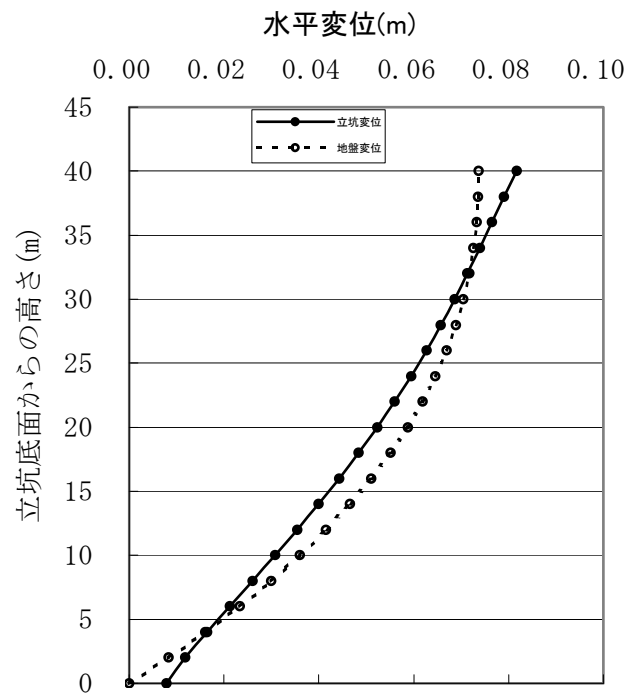


図 18 地盤および立坑の水平変位 レベル 1 地震波 ($L_0/\lambda = 0.148$)

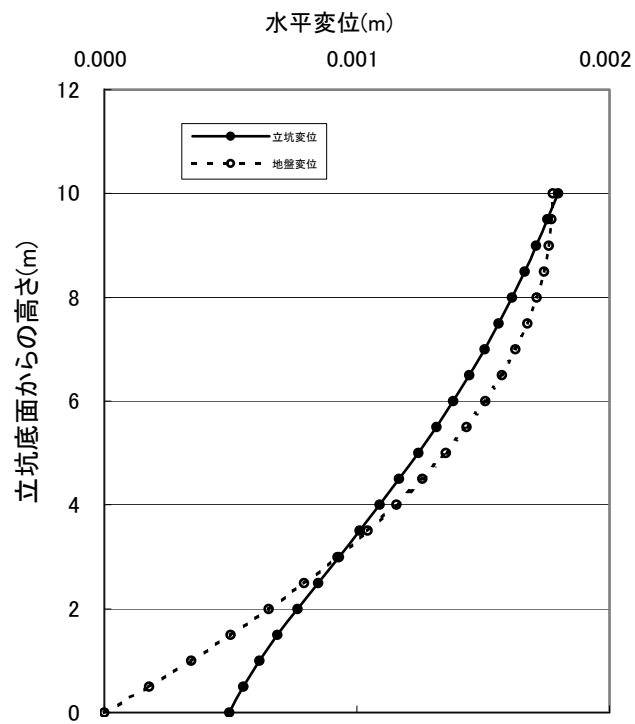


図 19 地盤および立坑の水平変位 レベル 1 地震波 ($L_0/\lambda = 0.362$)

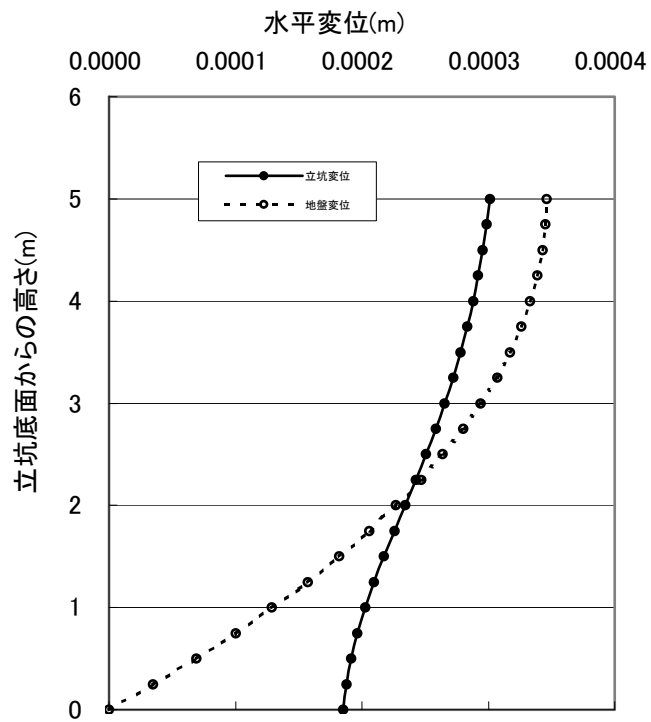


図 20 地盤および立坑の水平変位 レベル 1 地震波 ($L_0/\lambda = 0.830$)

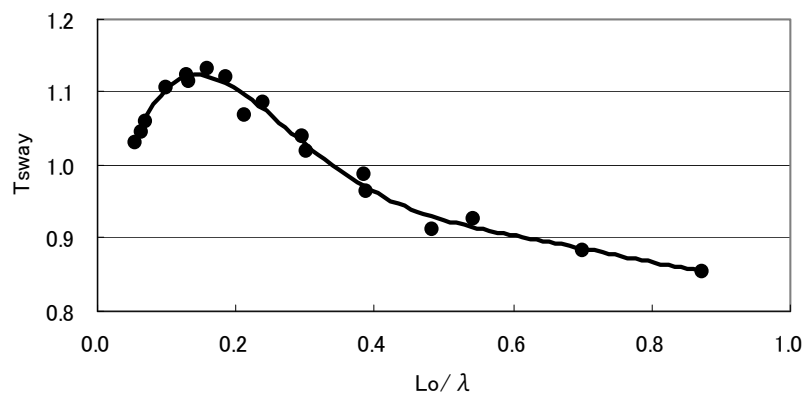


図 21 変位伝達率(並進) レベル 2 地震波

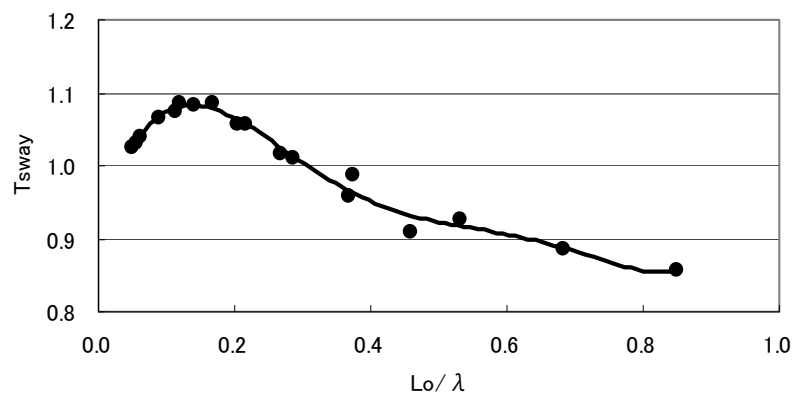


図 22 変位伝達率(並進) EL CENTRO 地震波

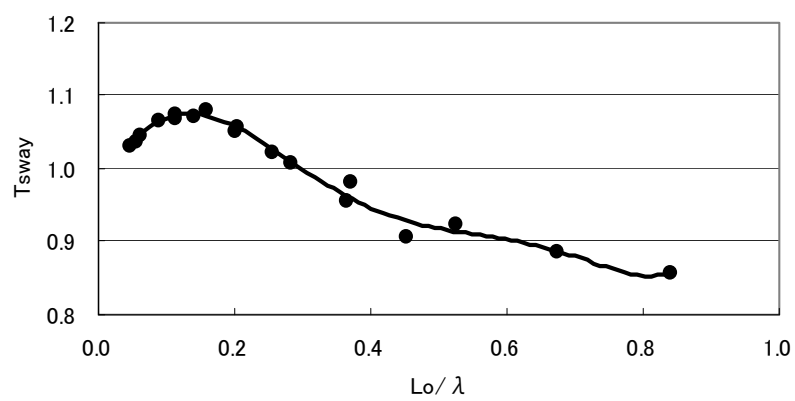


図 23 変位伝達率(並進) 十勝沖地震波

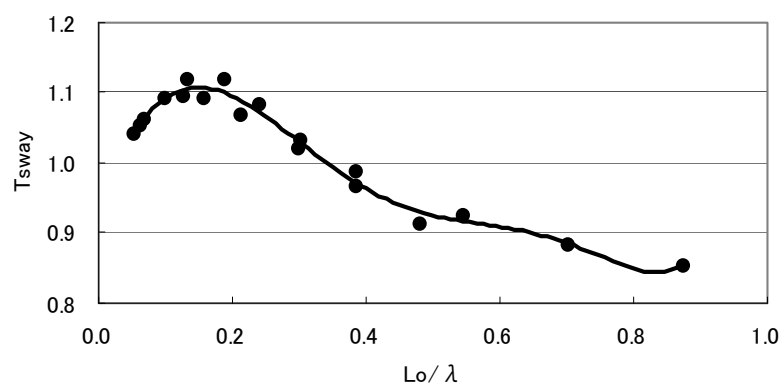


図 24 変位伝達率(並進) 兵庫県南部地震波

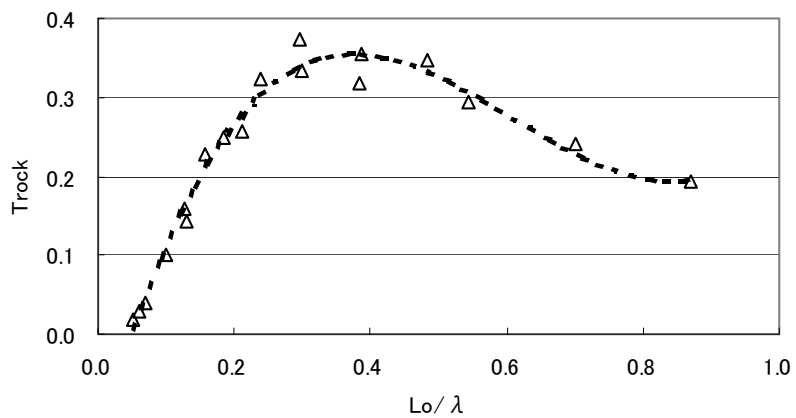


図 25 変位伝達率(回転) レベル 2 地震波

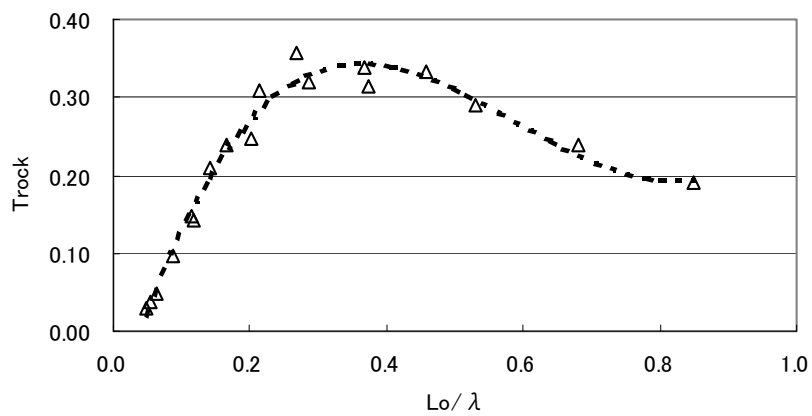


図 26 変位伝達率(回転) EL CENTRO 地震波

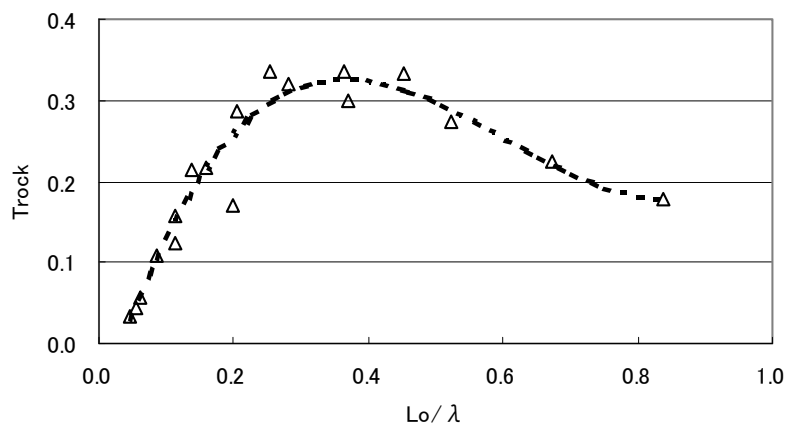


図 27 変位伝達率(回転) 十勝沖地震波

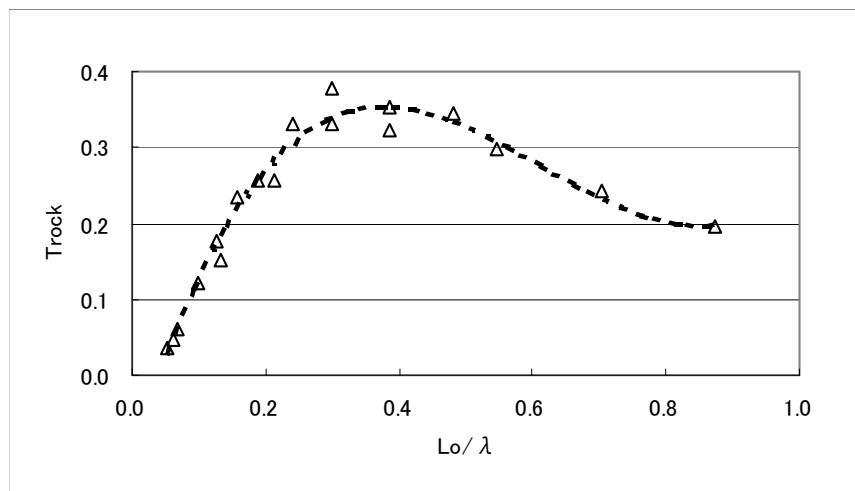


図 28 変位伝達率(回転) 兵庫県南部地震波

2.3.2 考察

図 29 に今回解析したレベル 1 地震動における並進と回転の変位伝達率の関係を, 図 30 に小長井⁸⁾による群杭のキネマティック相互作用の関係図を示す. 図 29 の横軸を図 30 の横軸と合わせるために無次元周波数($\omega L_o/v_t=2\pi L_o/\lambda$)⁷⁾を導入する. なお, ω は円振動数, v_t はせん断波速度を示す. 小長井による群杭の関係図である図 30 は表層地盤における複数の周期を考慮しているが, 図 29 は表層地盤の 1 次モードである基本固有周期に限定している. 両者には先に示した違いがあるが, 比較的一致する傾向がある. 群杭の場合では, 並進に関しては無次元周波数が 2 を超えるあたりから急激な低下が見られ, 地盤の応答に全く追随しなくなる. しかし, 立坑の場合では,それほど急激な低下は見られない. 立坑においては群杭のフーチングのような剛体で頭部を拘束するものがないので周辺地盤の影響を非常に受けやすいからと判断される. 一方, 回転に関しては同様な結果を示すが, 立坑のほうが群杭よりも回転の影響が少し強くなっている. これも群杭のフーチングのような回転を拘束するものがないからと判断される.

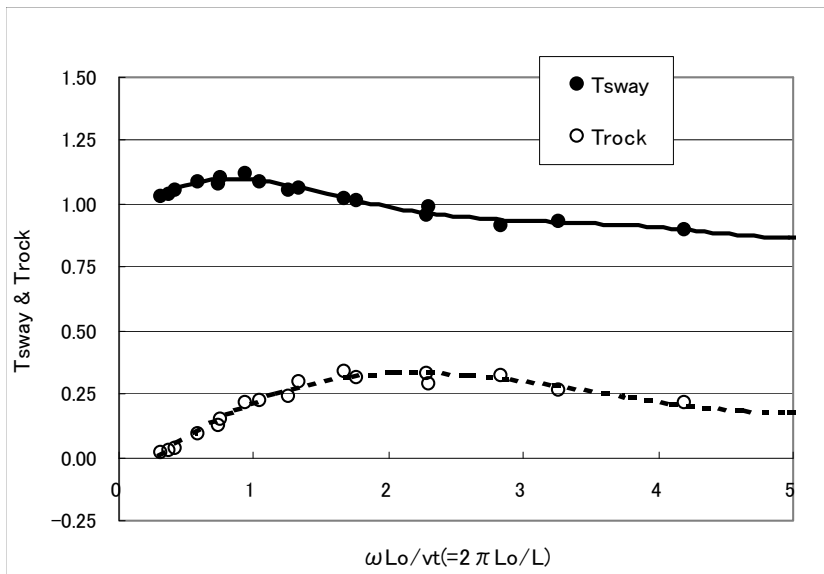


図 29 立坑のキネマティック相互作用

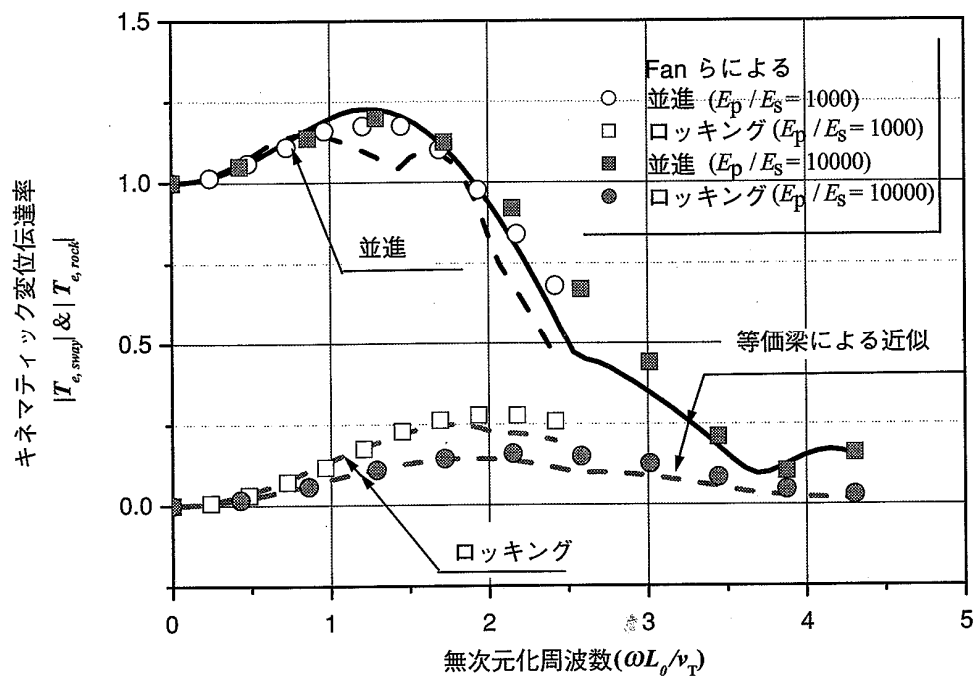


図 30 群杭のキネマティック相互作用⁸⁾

2.4 まとめ

本章では、地盤、立坑および地震動の組み合わせによる相互作用の影響について評価した。今回の解析で得られた知見を以下にまとめる。

1) 並進に関わる T_{sway} に関しては、 Lo/λ が 0.049 付近では、ほぼ 1 前後で立坑頂部と周辺地盤がほとんど等しい動きをするが、 Lo/λ が大きくなるにつれて T_{sway} が大きくなるが、 Lo/λ が 0.15 前後をピークに減少する傾向を示し、 Lo/λ が 0.3 を超えると立坑は次第に地盤の応答に追随しなくなる。一方、回転に関わる T_{rock} は Lo/λ が小さいうちは、ほとんどゼロであるが、 Lo/λ が大きくなるにつれて T_{rock} は次第に大きくなり、 Lo/λ が 0.3 前後をピークに減少する傾向を示す。これらの傾向は、異なる地震波においても多少の違いは見られるものの、ほぼ同様な結果が得られる。

2) 立坑と群杭の相互作用の関係を比較すると、両者は比較的一致する傾向があるが、群杭の場合、並進に関しては無次元周波数が 2 を超えるあたりから急激な低下が見られるのに対し、立坑の場合では、それほど急激な低下は見られない。一方、回転に関しては同様な傾向を示すが、立坑のほうが群杭よりも回転の影響が少し強くなっている。群杭のフーチングのような回転を拘束するものが立坑の場合では存在しないからと判断される。

通常、立坑は地上部に突出している構造ではないため、橋脚のように上部構造物の慣性力による影響は受けない構造であり、周辺地盤の揺れが立坑を変形させるキネマティック相互作用のみが地盤と立坑の動的相互作用として捕らえられる。本章では、地盤と立坑の剛性比に着目し、地盤、立坑および地震動の組合せにより統一的に評価することを試みた。

第2章の参考文献

- 1) 小長井一男, 地盤と構造物の地震工学, 東京大学出版会, pp23-38, 2002. 12.
- 2) 建設省土木研究所, 地盤の地震時応答特性の数値解析法, 土研資料, 第1778号, 昭和57年2月.
- 3) 日本下水道協会; 下水道施設耐震計算例—管路施設編—, 2001. 4
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, pp131, 2002.
- 5) 土木学会: 2002年制定 コンクリート標準示方書[耐震性照査編], pp7~pp8, 2002. 12
- 6) 建設省土木研究所; 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 建設省土木研究所, pp. 54-pp. 55, 1992.
- 7) 小長井一男, 地盤と構造物の地震工学, 東京大学出版会, pp96-97, 2002. 12.
- 8) 小長井一男, 地盤と構造物の地震工学, 東京大学出版会, pp87-123, 2002. 12.
- 9) 土木学会: 動的解析の方法, 技報堂出版, pp248-254, 1989.
- 10) 土木学会: トンネルライブラリー第9号 開削トンネルの耐震設計, 1998年10月.
- 11) 大塚久哲: 最新地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.
- 12) 日本トンネル技術協会; 電力用立坑の性能照査型設計の手引き, 日本トンネル技術協会, pp. 10-pp. 11, 2002.
- 13) 日本下水道協会: シールド工事用標準セグメント, 2001.
- 14) 國近光生, 地盤と立坑の構造特性の差によるキネマティック相互作用の影響, 地盤工学会シンポジウム 2004, 掲載決定.
- 15) 土木研究所他: 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第29号, 平成1年8月
- 16) 土木研究所他: 地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第63号, 平成3年3月
- 17) 土木研究所他: 地下構造物の耐震設計技術に関する研究 平成元年度共同研究報告書, 平成2年3月
- 18) 川島一彦, 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994
- 19) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, 1996. 4
- 20) 土木学会: 土木構造物の耐震設計入門, 平成13年10月
- 21) 土岐憲三: 構造物の耐震解析, 技報堂出版, 1981
- 22) 日本道路協会: 共同溝設計指針, pp858, 1986.

第3章 構造仕様の違いによる立坑の挙動

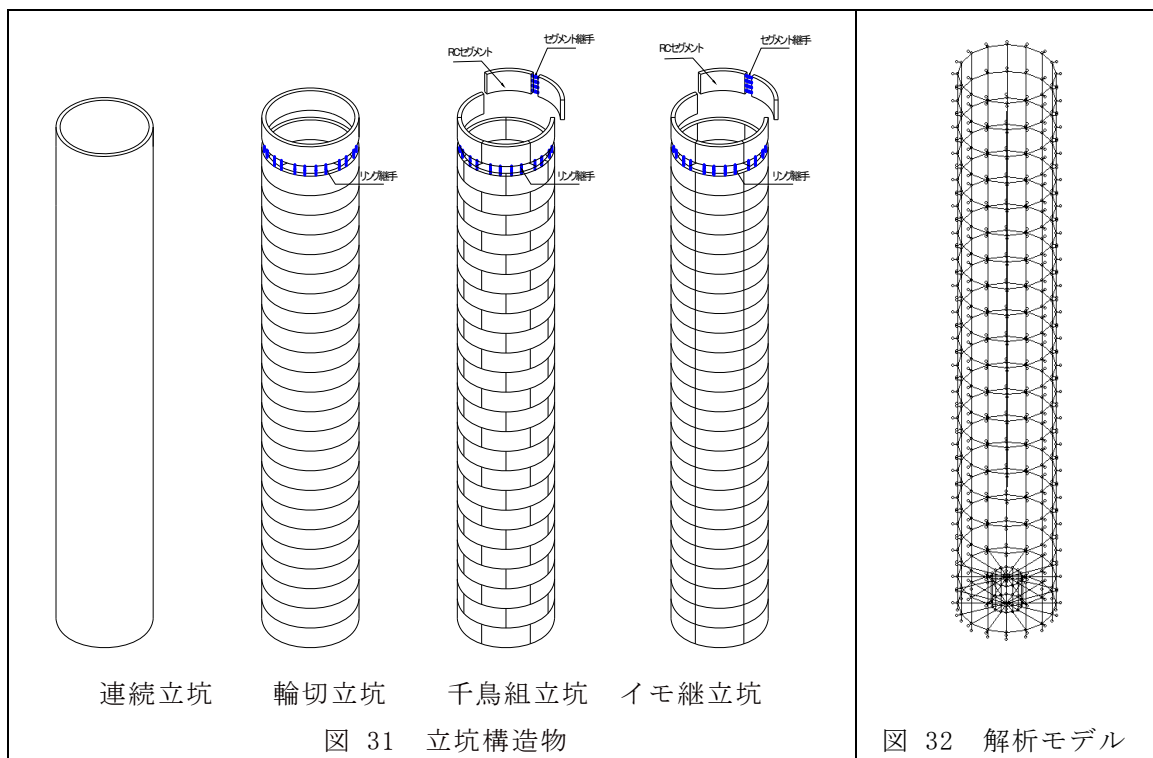
3.1 結論

下水道施設あるいは鉄道や道路の換気施設などを目的とした、地盤中に設置される立坑は、要求される用途の多様化により、大規模で大深度化する傾向にある。大規模大深度の立坑では、作用する土圧や水圧が非常に大きくなる上、地震の影響が大きく、部材厚や鉄筋量などが非常に大きくなる。このような傾向を軽減する方法として、比較的大きな構造物では、部材の塑性変形を考慮した設計が行なわれている。立坑は、通常、力学的に有利な円形の立坑が採用され、構造部材としては強度や経済性などに優れているRC構造が用いられるケースが多い。しかし、RC構造の立坑の変形性能はあまり高くないため、大きな荷重に対しては大きな部材厚が要求され、鉄筋量も多くなる。このため、RC構造の立坑の変形性能を向上させる方法の一つとして、立坑をセグメントに分割し、各セグメントを鋼製のボルトなどで連結して、立坑全体を柔軟な構造にする方法が考えられる。このような構造特性の変更による断面力の低減効果を検証するために、セグメントと継手で構成された不連続な立坑（以下に、「不連続立坑」という）と従来の部材が連続した立坑（以下に、「連続立坑」という）をそれぞれモデル化し、発生する断面力や変位などの応答特性を比較する。また、不連続立坑については、セグメントの組み合わせ方により挙動が異なることが予想され、その組み合わせの方法の違いによる応答特性を評価し、合理的な組み立て方法を検証するために、①円筒リングを鉛直方向に積み上げてリング間をボルトにより連結した立坑（以下に、「輪切立坑」という）、②円弧状のセグメントを千鳥状に配置し、各セグメントをボルトにより連結した立坑（以下に、「千鳥組立坑」という）、③セグメントをイモ継ぎ状に配置し、各セグメントをボルトにより連結した立坑（以下に、「イモ継立坑」という）の3つのモデルについて解析する。

なお、立坑の解析手法は3次元FEMモデルを用いた静的解析を採用する。立坑のような鉛直地下構造物は、一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく、また、構造物の周面を地盤によって取り巻かれている。このため、質量効果が小さく、また、逸散減衰が大きいため、地上構造物の慣性力の影響は受けにくく、主として周辺地盤の地震時の変位・変形によってその挙動が支配される。このため、耐震計算においては応答変位法が多用されている。一般的な地震時荷重としては、地盤変位による荷重、地震時周面せん断力および慣性力がある。これらの荷重を作用させて立坑に生じる地震時断面力を算出する。本章では、最初に応答変位法を用いて立坑と地盤との剛性比を考慮した連続立坑の応答特性を検証する。次に、連続立坑および分割立坑の応答特性を評価し、構造特性の変更による断面力の低減効果を検証する。

3.2 構造仕様の違いによる立坑の挙動解析

通常の連続体の立坑である“連続立坑”と、リング間あるいはセグメント間をリング継手で連結した不連続な立坑である”輪切立坑, 千鳥組立坑, イモ継立坑“を図 31 に示す. 解析に用いた 3 次元 FEM モデルを図 32 に示す. 3 次元 FEM モデルについては, 円筒リングを平面版要素で, 底版部はソリッド要素で分割して近似し, 周辺地盤を地盤ばねで評価する. 円筒リングを連結するリング継手は軸方向・軸直角方向・軸回転方向の合計 6 方向のばねで評価する. また, 地盤ばねは立坑側面に対しては法線および接線方向に, 立坑底面に対しては鉛直およびせん断方向に配置する.



3.3 応答変位法による連続立坑と地盤との挙動解析

3.3.1 連続立坑と地盤との挙動解析の概要

地盤中に地盤とは異なる性質を持つ立坑が埋設されている場合, 地震時には地盤と立坑の剛性の差によって周辺地盤から外力またはそれに伴う反力が立坑に作用する. その外力は立坑の剛性, 質量, 形状等によって異なるが, この中から特に外力に与える影響が大きいと考えられる, 立坑の剛性に着目して解析を行い, 立坑の応答変位および発生断面力等の基本的な応答特性を把握し, 立坑の応答変位法における外力評価について考察する. なお, 本節では, 連続立坑のみを採り上げ, 地盤との挙動解析を行う.

3.3.2 等価剛性, 等価質量立坑, 地震荷重および地盤ばねの設定

立坑の変形性能および質量が地盤と同じであれば, 立坑は地盤と同一に挙動し, 立坑に作用する外力も少ないと想定される. この観点から地盤の変形を 1 次モードのみが卓越するものという仮定の下で, 「等価剛性立坑」および「等価質量立坑」なるモデルを設定し, 解析した. なお, 解析に用いる立坑は, 底版厚さゼロの円筒立坑を想定する.

(1) 等価剛性立坑の設定

図 33 に示すように下部が固定された片持ち梁の上端に集中荷重 P が作用する時の頂部の水平変位 δ_s と, 立坑によって取り除かれた地盤要素に立坑と同様な荷重が作用したときの頂部の δ_g が等しくなる剛性を有する立坑を「等価剛性立坑」と定義する. 以下に等価剛性の算出方法を示す. 片持ち梁の頂部の水平変位 δ_s は立坑の高さを L , 立坑の曲げ剛性を $E I$ とすると,

$$\delta_s = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots (3.1)$$

により与えられる. 一方, 地盤についてはせん断剛性を G , せん断応力を τ , せん断ひずみを γ , 立坑により取り除かれた地盤要素の断面積を A ($= \pi D^2/4$), 上端の水平変位を δ_g とすると,

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{P/A}{\delta_g/L} \dots\dots (3.2)$$

となる. これより, 上端の水平変位 δ_g は,

$$\delta_g = \frac{PL}{GA} \dots\dots (3.3)$$

により与えられる. ここで, $\delta_s = \delta_g$ とおくことにより立坑の等価剛性 $E_{eq} I$ は次式より求められる.

$$E_{eq} I = \frac{1}{3} \cdot GAL^2 \dots\dots (3.4)$$

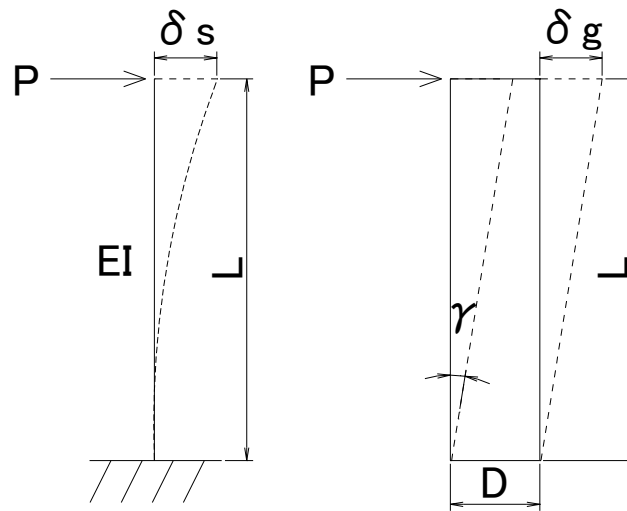


図 33 等価剛性・等価質量算出モデル

(2) 等価質量立坑の設定

立坑によって除かれた地盤の質量と等しい質量を有する立坑を「等価質量立坑」と定義する. 以下に, 等価質量の算出方法を示す. 立坑の断面積を A , 立坑の高さを L , 密度を ρ_s とすると, 立坑の質量 M_s は,

$$M_s = \rho_s A L \cdots \cdots (3.5)$$

となる. 立坑によって取り除かれた地盤の体積を V , 地盤の密度 ρ_g とすると, 構造物によって取り除かれる地盤の質量 M_g は,

$$M_g = \rho_g V \cdots \cdots (3.6)$$

である. さらに等価質量立坑を算出するには $M_s = M_g$ であることから, 地盤の密度 ρ_g は

$$\rho_s = \rho_g \cdot \frac{V}{AL} \cdots \cdots (3.7)$$

となる. ここで, 得られた ρ_s を立坑の密度とすることにより, 立坑によって除かれた地盤とみかけ上等しい質量を持つモデルを定めることができる.

このようにして定義した等価剛性および等価質量を, それぞれ E_{eq} , M と表し, M を固定して E_{eq} を 0.1, 1, 10 倍したモデルを設定した. 地盤および立坑の諸元を表 6～表 7 に, 解析ケースを表 8 に示す. なお, 地盤は剛な基盤を有する単層地盤でモデル化した.

表 6 地盤特性

| | 記号 | 単位 | 表層 | 基盤 |
|--------|----------------|-------------------|--------|--------|
| 地質 | | | 砂質土 | 砂質土 |
| 層厚 | H | m | 40 | — |
| N 値 | | | 10 | 50 |
| せん断波速度 | V _s | m/sec | 172.3 | 294.7 |
| せん断剛性 | G | kN/m ² | 515000 | 150600 |
| ポアソン比 | ν | | 0.45 | 0.45 |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 17 | 17 |
| 固有周期 | T _g | sec | 1.16 | — |

表 7 立坑の断面性能

| | 記号 | 単位 | 構造物 |
|------------|----------------|-------------------|-------|
| 外径 | D _o | m | 6.55 |
| 内径 | D _i | m | 6.00 |
| 厚さ | t | m | 0.275 |
| 高さ | L | m | 40.0 |
| 断面積 | A | m ² | 5.42 |
| 断面二次モーメント | L | m ⁴ | 26.7 |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 |
| ポアソン比 | ν | — | 0.2 |
| 等価質量(重量表示) | ρ_s | kN/m ³ | 106 |

表 8 解析ケース

| | Case1 | Case2 | Case3 |
|------------------|-------|-------|-------|
| 立坑の剛性 | 0.1E | 1E | 10E |
| 立坑の質量 | 1M | | |
| 立坑の 1 次固有周期(sec) | 8.4 | 2.7 | 0.8 |

(3) 地震荷重の設定

応答変位法に用いる地震荷重は、自然地盤を対象とした 1 次元地震応答解析を実施し、地震荷重として①地盤変位による荷重、②地震時周面せん断力、③立坑の慣性力を考慮する。解析に用いた地震波形は「2002 年制定コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕¹⁾」に示されるレベル 1 地震動を用いる。レベル 1 地震動の時刻歴加速度波形を図 34 に示し、基盤および表層での加速度応答スペクトルを図 35～図 36 に示す。地震変位による荷重は、1 次元重複反射理論により求めた地盤の応答変位に地盤ばねを乗じて荷重として立坑に作用させる。地震時周面せん断力は、1 次元重複反射理論により求めた地盤応答変位の層間の勾配にせん断弾性係数を乗じた荷重を用いる。慣性力は、立坑の質量に地震時の地盤加速度を乗じた値とする。地震時の地盤加速度は、1 次元重複反射理論により求めた地盤加速度を用いる。図 37 に荷重図を示す。

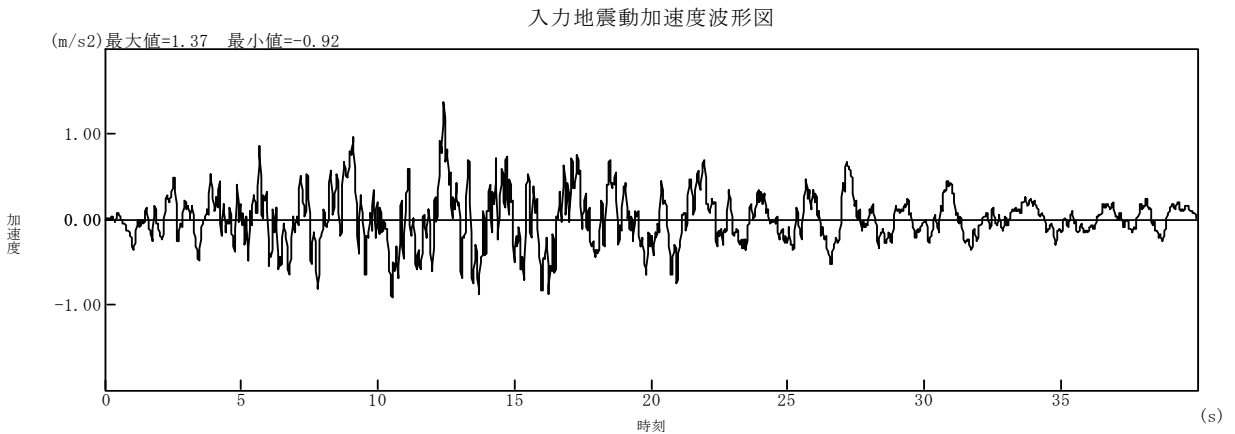


図 34 時刻歴加速度波形

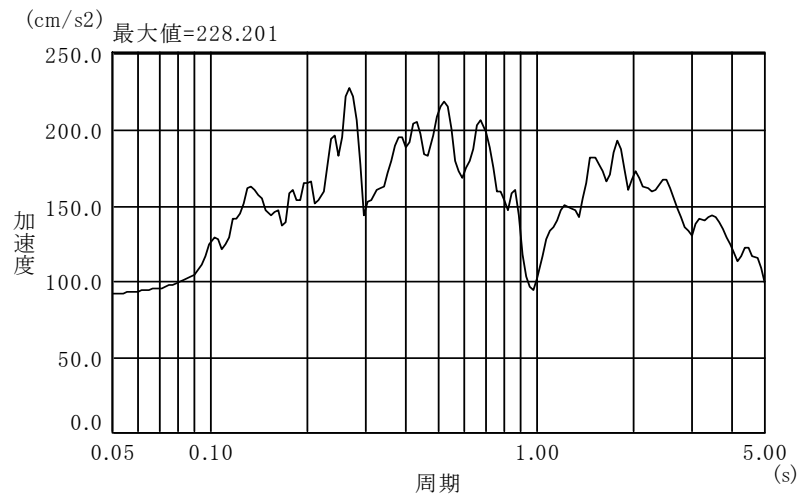


図 35 加速度応答スペクトル（基盤部）

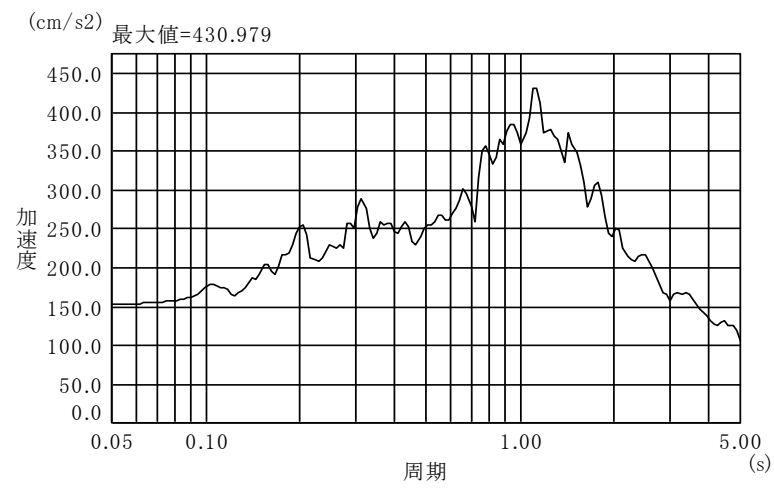


図 36 加速度応答スペクトル（地表部）

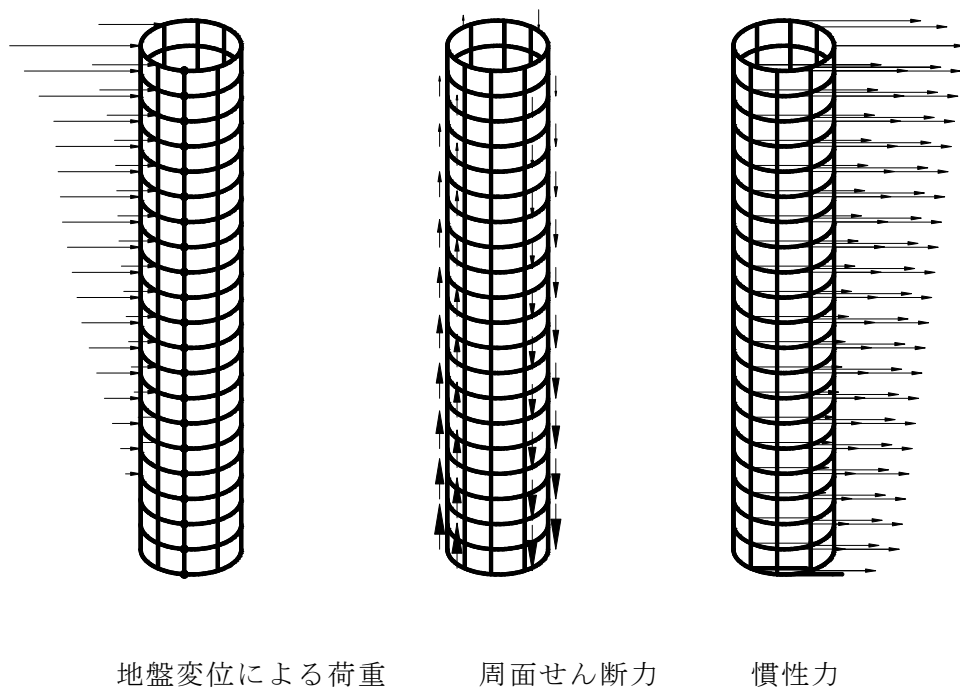


図 37 荷重図

(4) 地盤ばねの設定

地盤ばねは、地盤のせん断剛性 G とポアソン比 ν より算出した地盤の変形係数 E を用いて、「道路橋示方書 IV 下部構造編²⁾」に掲載されている地盤反力係数の算出式より評価した。なお、地盤のせん断剛性は、等価線形化手法を用いた 1 次元重複反射理論により地盤の剛性低下を考慮した。そのときの地盤のせん断剛性 (G) および減衰定数 (h) のひずみ (γ) との関係を図 38 および図 39 に示す。40m の表層地盤を 4 分割し、地盤が浅いほど、剛性低下の度合は緩やかで、地盤が深くなるほど、あるひずみを境に急激に低下するように地盤の剛性低下曲線を設定した。

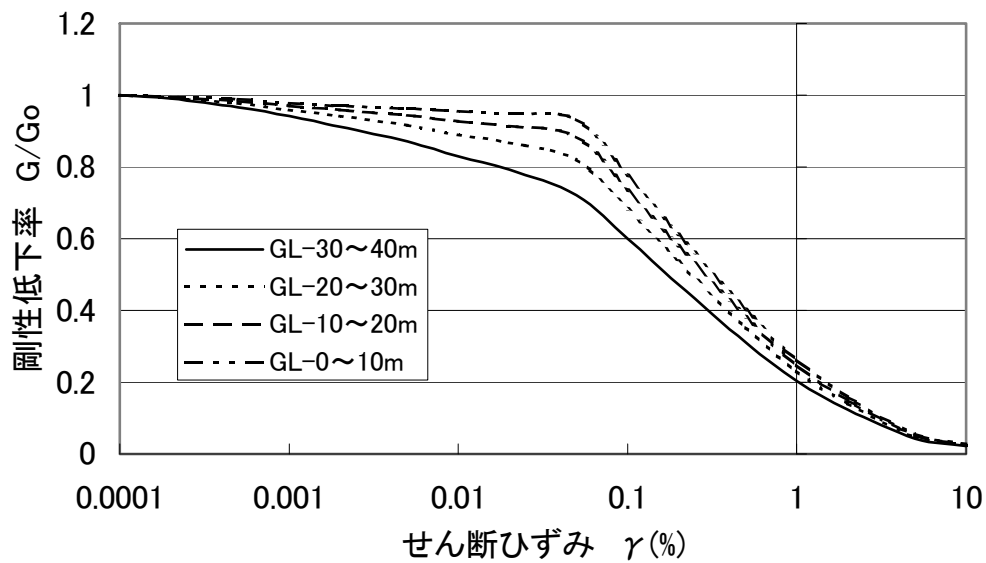


図 38 $G - \gamma$ 曲線

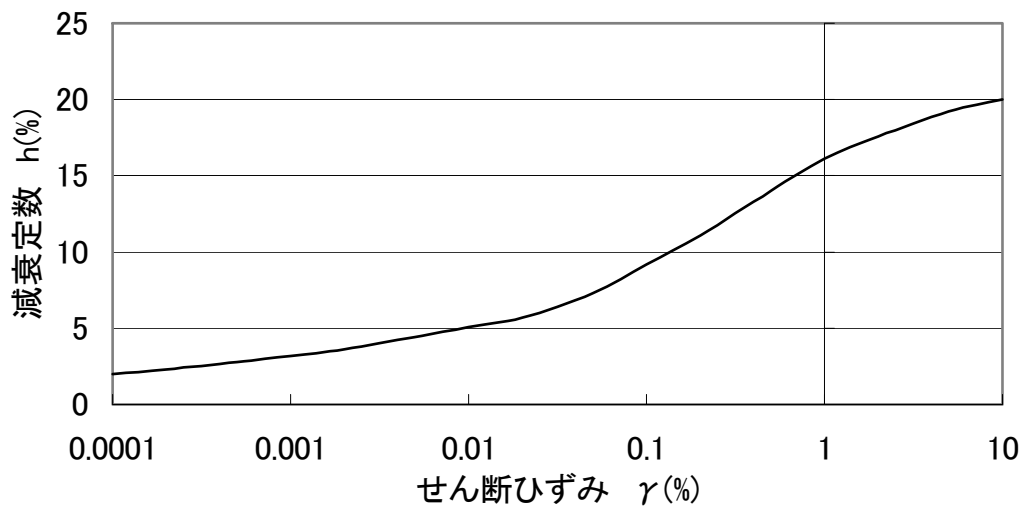


図 39 $h - \gamma$ 曲線

3.3.3 解析結果および考察

立坑の全体の変形を図 40～図 42 に示す。これより、立坑は周辺地盤とほぼ同様な動きをするが、みかけのせん断剛性によって少しずつ違った動きをする。すなわち、立坑のみかけのせん断剛性が地盤のせん断剛性と等しい場合（1E）の場合には、自然地盤と同じようにせん断変形する。この場合の立坑は実質的に地盤と同一とみなせるため地盤と同じ挙動を示す。また、立坑のみかけのせん断剛性が地盤のせん断剛性よりも大きい場合（10E）は、自然地盤のせん断変形よりも変形が小さくなる。立坑の剛性が地盤よりも大きいため、その剛性の違いにより地盤と比較して変形しにくく、立坑が並進ならびに回転の挙動を示すため、全体的な変形モードが地盤よりも異なる結果となっている。さらに、地盤のせん断剛性よりも小さい場合（0.1E）には、自然地盤のせん断変形よりも大きくなっている。これは立坑の剛性が地盤と比較してかなり小さく、立坑が非常に変形しやすくなっているためと考えられる。

図 43 および図 44 に曲げモーメントおよびせん断力の絶対値表示の結果を示す。立坑のせん断剛性が地盤よりも小さい（0.1E）場合には発生する曲げモーメントが小さい。立坑と地盤のせん断剛性が同じ（1E）場合では曲げモーメントが発生し、地盤よりもせん断剛性が大きい（10E）場合では他のケースと比較してかなり大きな曲げモーメントが立坑全体に発生している。立坑と地盤との剛性比および両者の変形モードの違いが小さいと発生する曲げモーメントも小さくなるので、立坑のせん断剛性が地盤よりも小さい（0.1E）場合が最も発生する曲げモーメントが小さくなる。また、立坑の剛性が地盤より大きくなるほど曲げモーメントは大きくなる。いずれの場合も底部において曲げモーメントが発生しているのは、立坑底面部の地盤は立坑側面の地盤よりもかなり堅いために立坑が固定された状態となっているからである。一方、せん断力においては、立坑のせん断剛性が地盤よりも小さい（0.1E）場合、同じ（1E）場合、大きい（10E）場合の順にせん断力が大きい。せん断力の大きさは、曲げモーメントの分布勾配に比例するため立坑のせん断剛性が地盤よりも小さい（0.1E）場合が他と比べて最も曲げモーメントの分布の傾きが小さいのでせん断力も小さくなっており、曲げモーメント分布の変化の度合いが大きい 10E の場合が最もせん断力が大きい値を示している。

応答変位法で採用された 3 つの荷重（地盤変位による荷重、周面せん断力、立坑の慣性力）がどの程度の割合で発生する曲げモーメントおよびせん断力に影響を与えるか検証した結果を図 45 および図 46 に示す。曲げモーメントに関しては、立坑のせん断剛性が地盤と同じ（1E）場合、大きい（10E）場合では、地盤変位による荷重による影響が 80%以上を占め、周面せん断力による影響が 20%程度であり、慣性力による影響は小さい。立坑のせん断剛性が地盤より小さい（0.1E）場合では、地盤変位による荷重による影響が 60%程度で、逆に周面せん断力による影響が増加している。立坑の場合は曲げ変形が支配的であり立坑の剛性が地盤のみかけの剛性よりも大きくなると曲げモーメントは地盤変位による荷重の影響を強く受け、周面せん断力による変形の影響は小さい。逆に、立坑の剛性が地盤よりも

小さくなると、周面せん断力による影響が強く現れてくる。一方、せん断力に関しては、立坑のせん断剛性が地盤より小さい(0.1E)場合は、地盤変位による荷重およびせん断力による影響がそれぞれ 50%程度であり、慣性力による影響は小さい。また、立坑のせん断剛性が地盤と同じ(1E)場合は、周面せん断力が40%で地盤変位による荷重が60%で、慣性力による影響は無視できる。立坑のせん断剛性が地盤よりも大きい(10E)場合は地盤変位による荷重による影響が強く現れた結果となった。この要因としては、地盤に対する立坑の剛性比が大きくなるほど地盤変位による荷重および周面せん断力により発生するせん断力も大きくなる。しかし、曲げ変形が卓越する立坑においては地盤に対する立坑の剛性比が大きくなるにつれて地盤変位による影響が周面せん断による影響よりも優位に表れたと考えられる。実際の立坑においてはみかけのせん断剛性は地盤のせん断剛性の1~10倍程度の範囲内にあるため、その範囲にある3種類のN値(5, 10, 20)の地盤を用いて以後の検討を行う。

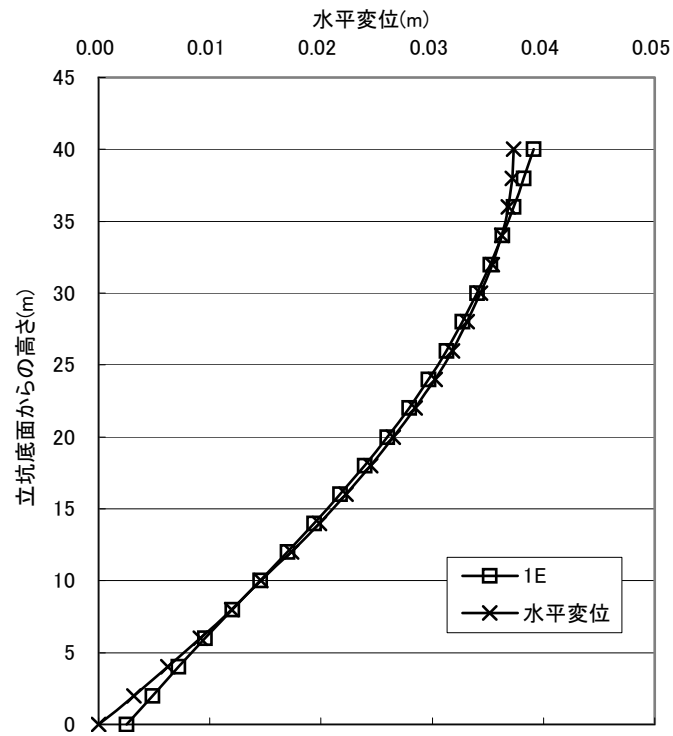


図 40 立坑および地盤の水平変位（1E の場合）

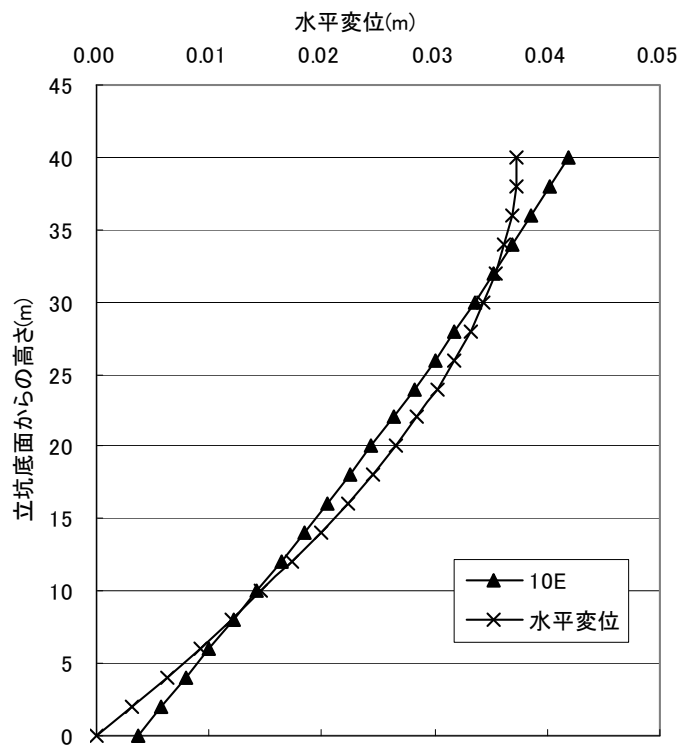


図 41 立坑および地盤の水平変位（10E の場合）

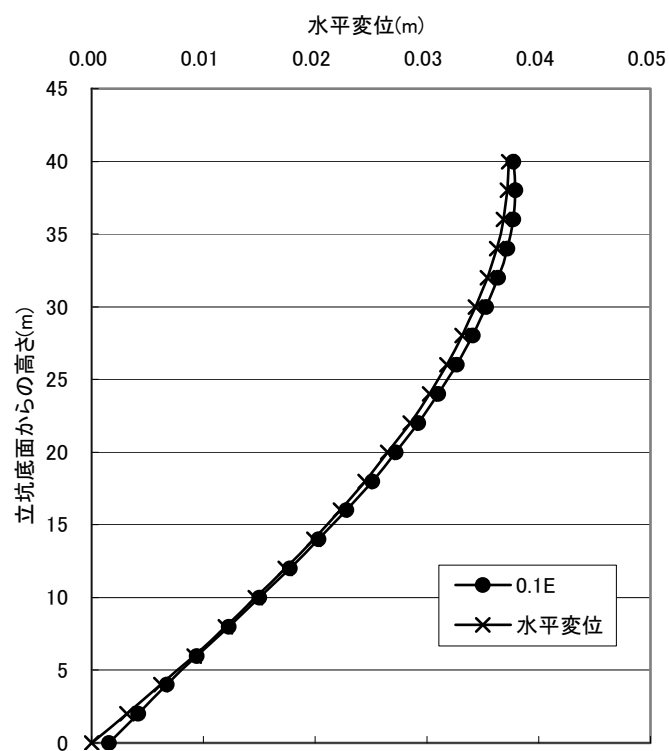


図 42 立坑および地盤の水平変位 (0.1E の場合)

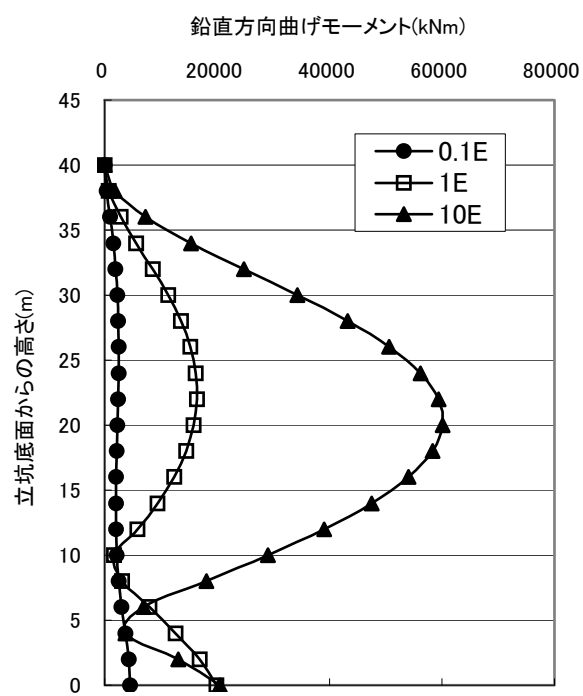


図 43 曲げモーメント比較

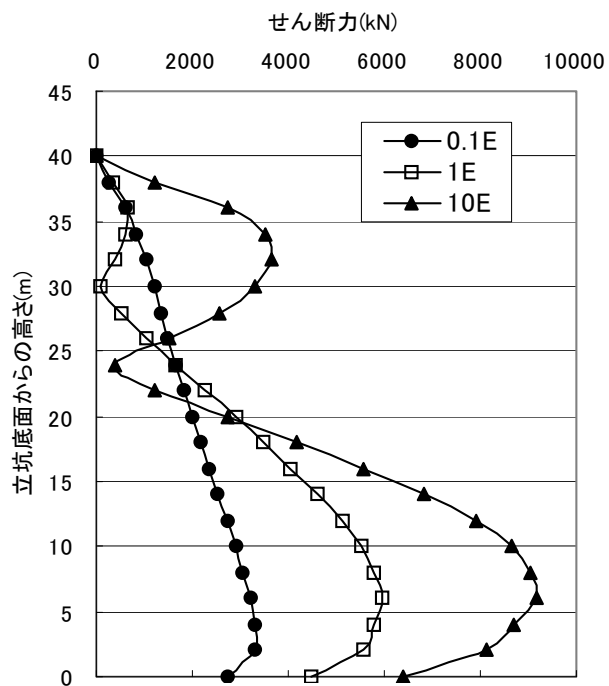


図 44 せん断力比較

最大曲げモーメントに寄与する地震荷重の寄与率との関係

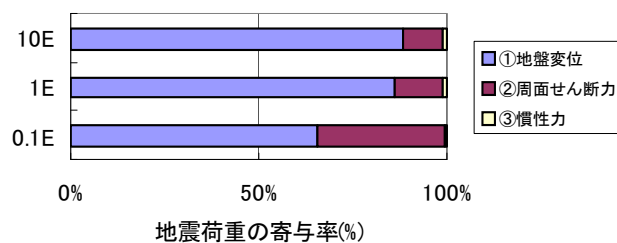


図 45 曲げモーメントに寄与する地震荷重の寄与率

最大せん断力に寄与する地震荷重の寄与率との関係

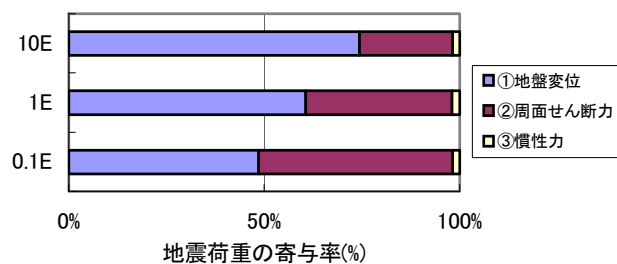


図 46 せん断力に寄与する地震荷重の寄与率

3.4 連続立坑と輪切立坑との比較検討

3.4.1 概要

図 47 に示すように連続立坑と輪切立坑との応答特性を調べる．輪切立坑はリング継手の物性により挙動が変化するため，リング間を接続するリング継手の剛性，すなわち，リング間の軸方向ばね定数を変化させた場合の断面力および変位を求め，連続立坑の結果と比較する．

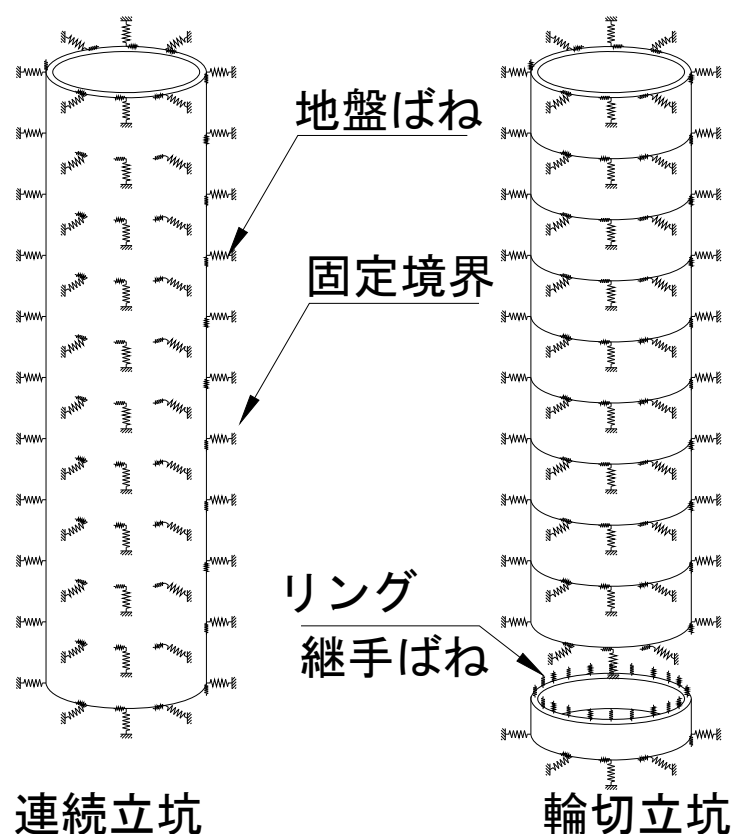


図 47 立坑解析モデル図

3.4.2 立坑構造，地盤条件および地震荷重の設定

検討する対象構造物の連続立坑及び輪切立坑の形状寸法を表 9 に示す．構造物は地下に構築されるものとし，「道路橋示方書 IV 下部構造編²⁾」の記述に従い，計算を簡略化するために鋼材を無視し，コンクリートの全断面を有効として解析を実施した．解析に用いた構造物の物理定数を表 10 に示す．立坑を取り巻く周辺地盤は，立坑の側面が N 値 5, 10 および 20 の 3 種類とし，立坑の底面が N 値 50 の基盤として地盤をばねで評価する．その算出方法は前節と同様である．

地震荷重として応答変位法による地盤変位による荷重, 周面せん断力および慣性力を考慮し (図 48), 対象とする地震波形は前節と同様で, 1 次元重複反射理論により 3 種類の地盤条件に応じた上記の地震荷重を設定する. また, 輪切立坑の柔軟性はリングの軸方向ばね定数を変化させることによって表現させるため, その場合の輪切立坑におけるリング継手のばね定数を表 11 に示す. 通常円筒リングには, ずれ止め防止のために, せん断キークが用いられることが多いので, 立坑の円筒リング間の軸直角方向 (せん断方向) ばね定数は, かなり大きな値を用いることで評価する. さらに, 連続立坑と各種の輪切立坑の曲げ剛性および 1 次固有周期を表 12 に示す. この表に連続立坑を 100% とした時の輪切立坑の曲げ剛性の低減度合を表すために曲げ剛性の有効率³⁾で表示する. さらに, 地盤の固有周期を表 13 に示す. この地盤の固有周期 (T) は, $T=4H/V_s$ (H : 表層厚, V_s : 初期のせん断波速度で N 値から算定) から求めた.

表 9 立坑の形状寸法

| ケース | 外径 D (m) | 側厚 t (m) | 底版厚 H (m) | 高さ L (m) | 分割高 B (m) |
|------|-------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| 連続立坑 | 6.55 | 0.275 | 2.0 | 40.0 | — |
| 輪切立坑 | 6.55 | 0.275 | 2.0 | 40.0 | 2.0 |

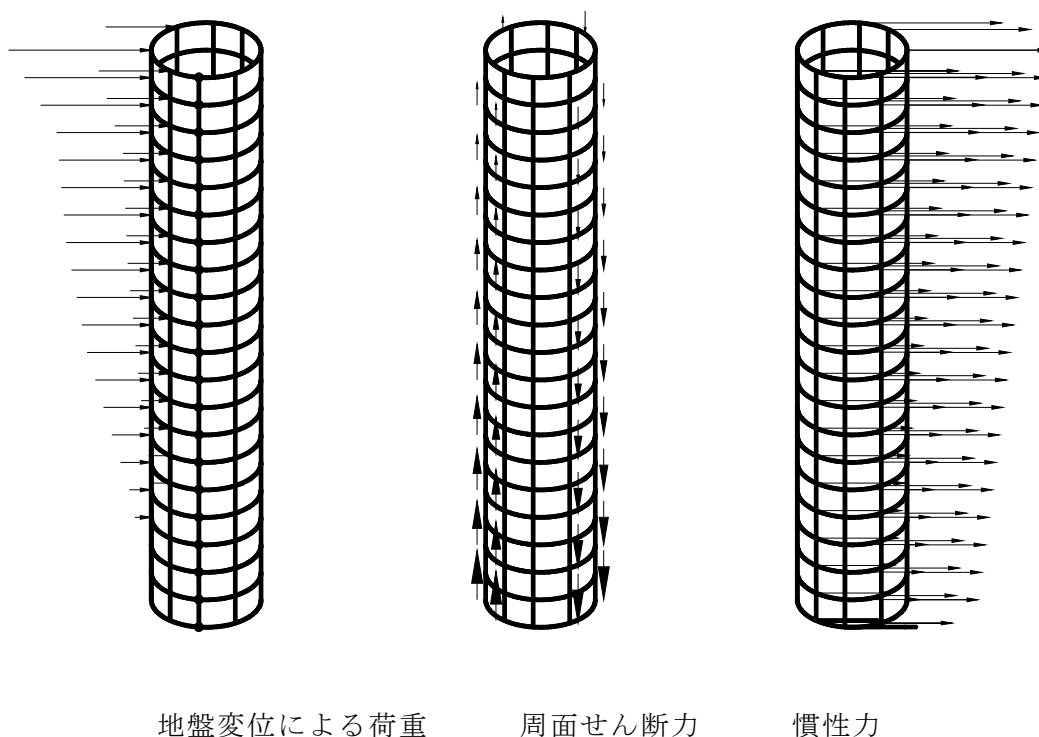


図 48 荷重作用図

表 10 立坑の物理定数

| 物理定数の種類 | 記号 | 単位 | 構造物 |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| 単位体積重量 | γ_c | kN/m ³ | 25 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 |
| ポアソン比 | ν | - | 0.2 |

表 11 輪切立坑のリング継手のばね定数

| ケース | 軸方向 ばね定数 (kN/m) | 軸直角方向 ばね定数 (kN/m) | 軸回転方向 ばね定数 (kNm/rad) |
|-------------|-----------------------|-------------------------|----------------------------|
| Case1 | 1×10^4 | 1.0×10^9 | 0.0 |
| Case2 | 1×10^5 | | |
| Case3 | 1×10^6 | | |
| Case4 | 1×10^7 | | |
| Case5 | 1×10^8 | | |
| Case6 | 1×10^9 | | |
| リング継手数：16 個 | | | |

表 12 連続立坑および輪切立坑の固有周期と曲げ剛性

| | 軸方向 ばね定数 (kN/m) | 曲げ剛性 (kNm ²) | 曲げ剛性の 有効率(%) | 1 次固有周期 (sec) |
|------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------|------------------|
| 輪 切 立 坑 | 1×10^4 | 1.57×10^7 | 0.2 | 8.094 |
| | 1×10^5 | 1.55×10^8 | 1.6 | 2.580 |
| | 1×10^6 | 1.35×10^8 | 14.1 | 0.876 |
| | 1×10^7 | 5.97×10^8 | 62.1 | 0.423 |
| | 1×10^8 | 9.07×10^8 | 94.2 | 0.347 |
| | 1×10^9 | 9.57×10^8 | 99.4 | 0.338 |
| 連続立坑 | | 9.62×10^8 | 100.0 | 0.338 |

表 13 地盤の固有周期

| N 値 | - | 5 | 10 | 20 |
|------|-----|-------|-------|-------|
| 固有周期 | sec | 1.462 | 1.160 | 0.921 |

3.4.3 解析結果および考察

上記条件の下で解析した結果, ケース毎にリング継手の軸方向ばね定数を横軸にとり, 輪切立坑の最大曲げモーメント, 最大せん断力および最大水平変位の値を連続立坑の値で除した比率を図 49～図 51 に示す. この結果から, リング継手の軸方向ばね定数が小さいときは発生する曲げモーメントも小さくなり, リング継手の軸方向ばね定数が大きくなるにつれて曲げモーメントも増大する傾向にある. 連結されたリング継手のばね定数がかなり大きくなると連続立坑と同様な発生断面力が得られる. これより, リング継手を有効に活用することによってリング継手の負担は増大するが, 曲げモーメントはかなり減少することができる. また, せん断力比に関しては, 曲げモーメントの場合ほど顕著ではないが, 同様な傾向を示す. 一方, 最大水平変位に関しては, 応答変位法により地盤変位に地盤ばねを乗じて荷重として与えていたため, 軸方向ばねが小さいと若干低くはなるが, あまり相違はみられない. また, この傾向は周辺地盤の硬軟の影響によらず同様な結果が得られる. 以上より, 連続立坑の場合よりも輪切立坑のほうが断面力の低減が図れると考えられる.

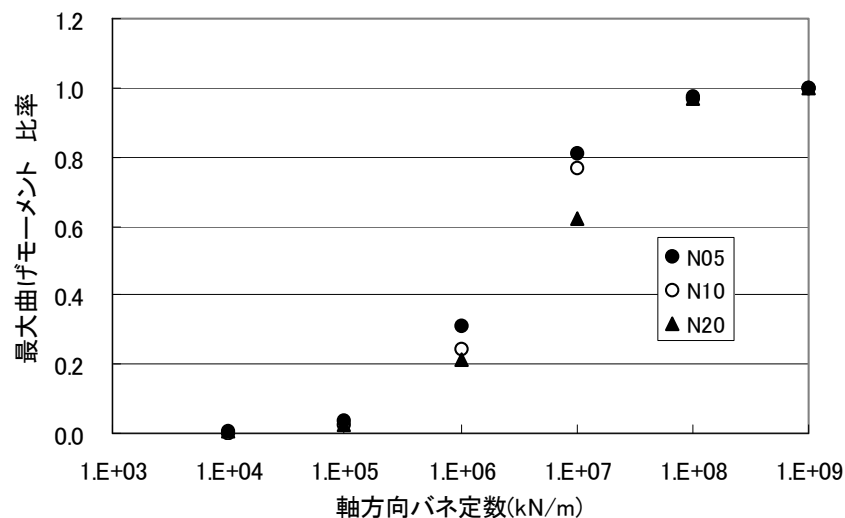


図 49 軸方向ばね定数と鉛直方向最大曲げモーメント比率

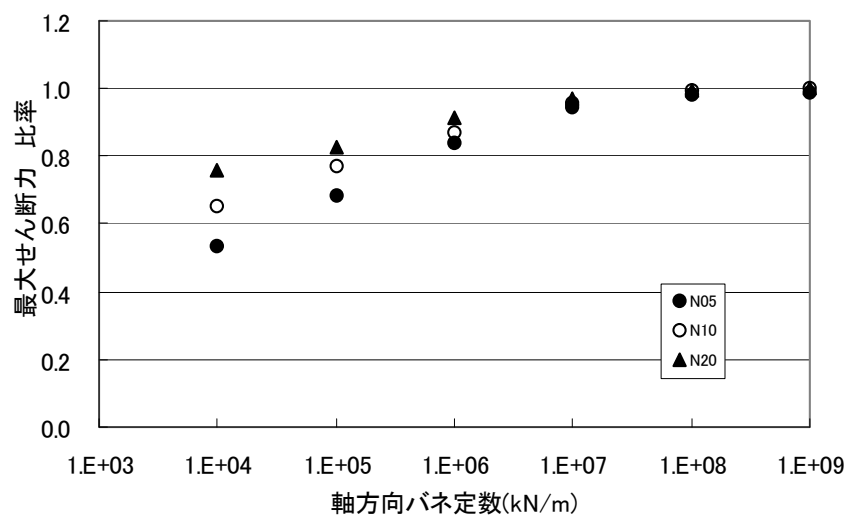


図 50 軸方向ばね定数と最大せん断力の比率

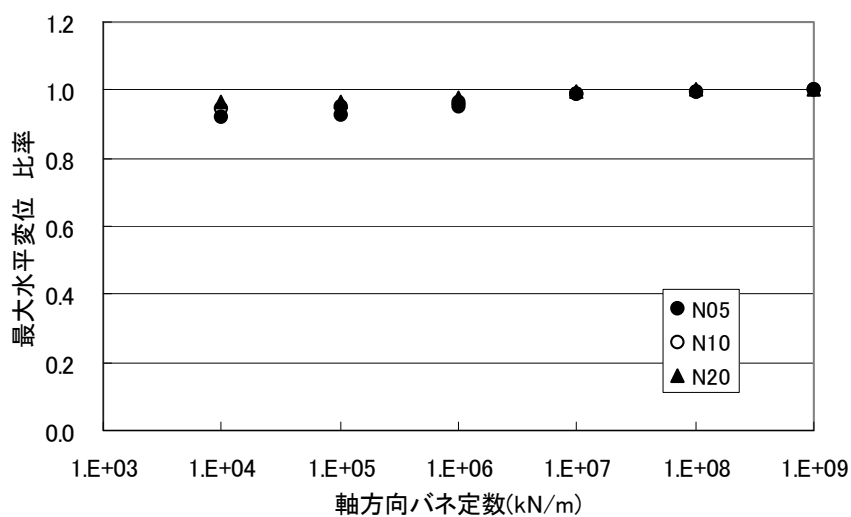


図 51 軸方向ばね定数と最大水平変位の比率

3.4.4 立坑の外径の違いによる影響検討

(1) 概要

輪切立坑の寸法仕様の違いによる輪切立坑の応答特性の影響を評価することを目的として外径の異なる4種類の立坑について解析を行い、輪切立坑に発生する変位および断面力について評価した。

(2) 解析条件

解析に用いた輪切立坑の一覧を表14に示す。分割幅は一定として立坑の外径と厚さを変化させて解析を実施した。解析に用いた立坑の物理定数、地盤条件および入力地震波形は前節と同様である。

表 14 輪切立坑一覧表

| タイプ | 直径 (m) | 厚み (m) | 分割幅 (m) | 高さ (m) |
|--------|--------|--------|---------|--------|
| Type A | 4.45 | 0.225 | 2.0 | 40.0 |
| Type B | 6.55 | 0.275 | | |
| Type C | 8.65 | 0.325 | | |
| Type D | 10.8 | 0.400 | | |

(3) 解析結果

輪切立坑の断面力および水平変位の値を連続立坑の値で割った比率を求めた結果を以下に示す。なお、鉛直方向及び円周方向の曲げモーメントの概要図を図52に示す。図53に立坑外径と水平変位比率の関係を、図54に立坑外径と鉛直方向曲げモーメント比率の関係を、図55に立坑外径と円周方向曲げモーメント比率の関係を、図56に立坑外径とせん断力比率の関係を示す。図中において輪切立坑のリング継手のばね定数のCase1～Case5の中でCase1、Case3ならびにCase5について表示する。Case2はCase1とCase3の、Case4はCase3とCase5の中間的な結果を示す。

水平変位については図53によりいずれのケースおよび地盤条件(N5, N10, N20)においても、ほとんど変化がないが、立坑と周辺地盤との剛性比による影響のため変形モードは異なる。また、鉛直方向曲げモーメントに関しては、図54に示すように、いずれの場合においても立坑周辺の地盤がやわらかい(図中のN5の場合)ときは、立坑の外径が大きくなると最大曲げモーメント比率は漸増する傾向にある。しかし、周辺地盤が硬くなる(図中のN10およびN20の場合)につれて相違が無くなる。一方、図55により円周方向曲げモーメントの比率を見ると立坑周辺地盤が軟らかく、立坑外径が大きくなるほど曲げモーメント比率の低下は顕著である。さらに、せん断力については、図56に示すように、いずれのケースおよび地盤条件(N5, N10, N20)においても顕著な変化は見られないが、全体的に漸減する傾向にある。この中で特に顕著な変化を示す円周方向曲げモーメントに関して case3 の場合について周辺地盤毎に立坑の円周方向曲げモーメント分布図を図57～図59に示す。どの図に

においても立坑下部では輪切立坑の連続立坑に対する円周方向曲げモーメント分布図の比率がかなり小さくなるが、立坑中間付近では大きくなる分布性状を示す。さらに、立坑の外径が大きくなるにつれて、あるいは周辺地盤の剛性が小さくなるほど、その割合は徐々に大きくなる。図 55 の最大円周方向曲げモーメント比率は最大値のみを比較したが、立坑全長に対して比較すると連続立坑の場合よりも輪切立坑のほうが円周方向曲げモーメントが小さくなる面がある一方で中間付近では逆に大きくなるため、立坑の外径が大きくなり周辺地盤の剛性が小さくなるほど輪切立坑のほうが連続立坑よりも円周方向曲げモーメントは低減されるとは一様に断定できないことがわかる。なお、この傾向は他の case においても同様である。

以上のことから、立坑の外径の相違によらずにリング軸方向ばね定数の変化による鉛直方向曲げモーメント、せん断力ならびに水平変位に関しては、その変化は同様であると判断される。しかし、円周方向曲げモーメントに関しては地盤が柔らかくなるほど外径による顕著な相違が見られる。そのため、立坑の剛性に比較して地盤の剛性が相対的に小さい場合は外径が大きくなると円周方向曲げモーメントが変化する点に留意する必要がある。

前節と本節の解析結果から、リング軸方向ばね定数が小さい場合は、曲げモーメントやせん断力は連続立坑と比較して小さくなり、リング軸方向ばね定数が大きくなるにつれて、曲げモーメント、せん断力および水平変位は連続立坑の結果と同様な結果が得られる。

したがって、輪切立坑を採用することによりリング継手の剛性とのバランスを考慮すれば、連続立坑よりも地震時に有利な構造とすることができると判断される。

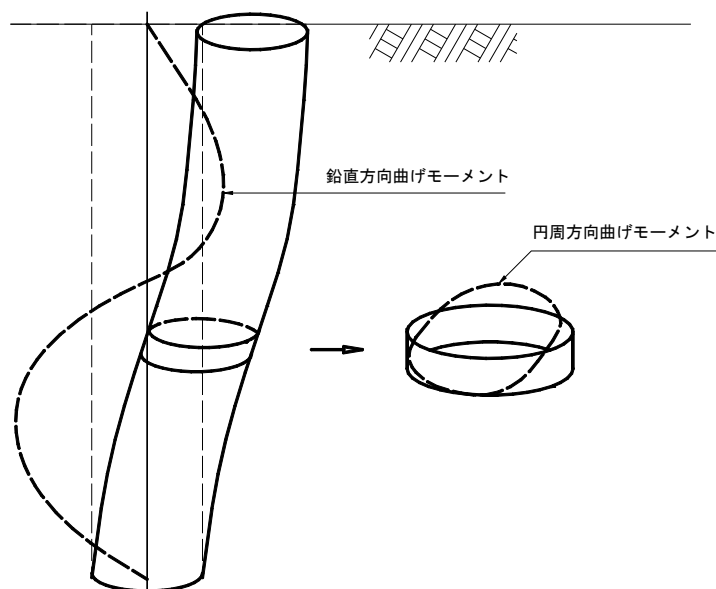
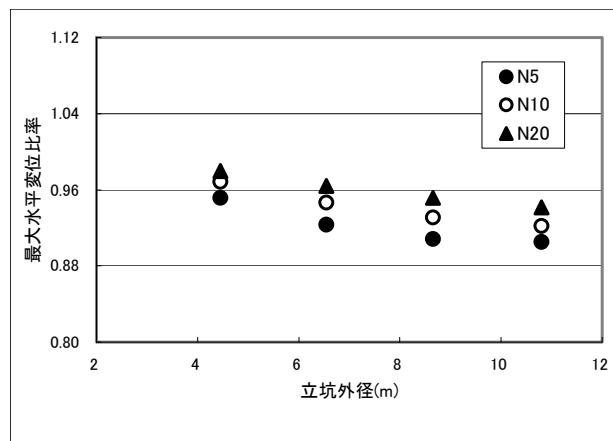
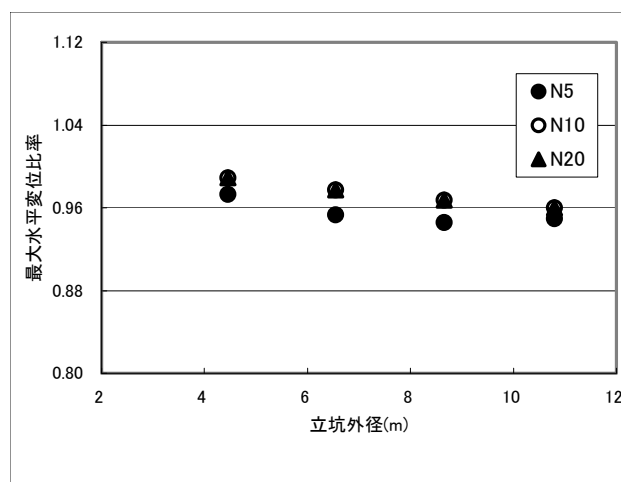


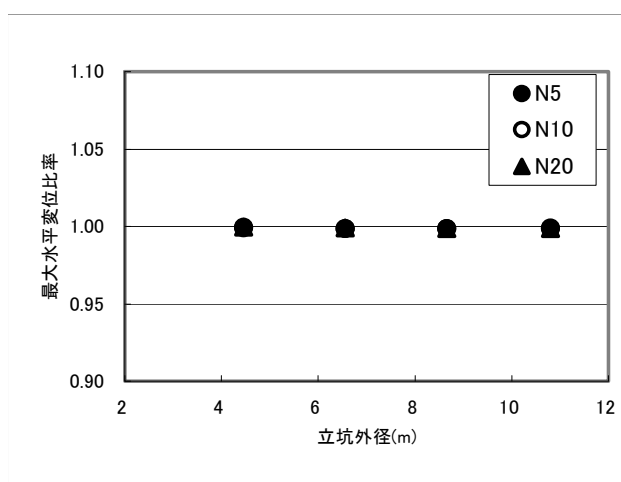
図 52 鉛直方向及び円周方向の曲げモーメント概要図



(case1)

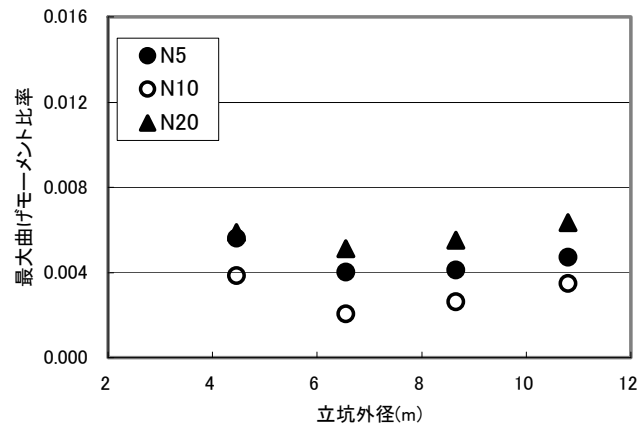


(case3)

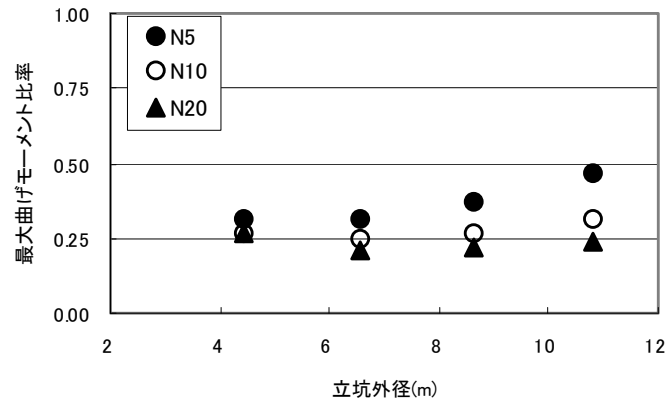


(case5)

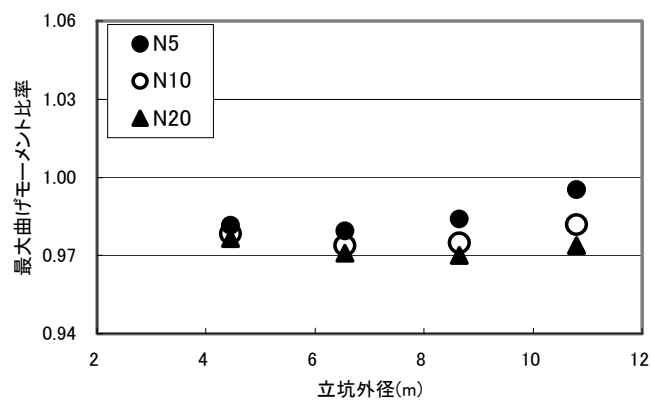
図 53 立坑外径と水平変位比率



(case1)

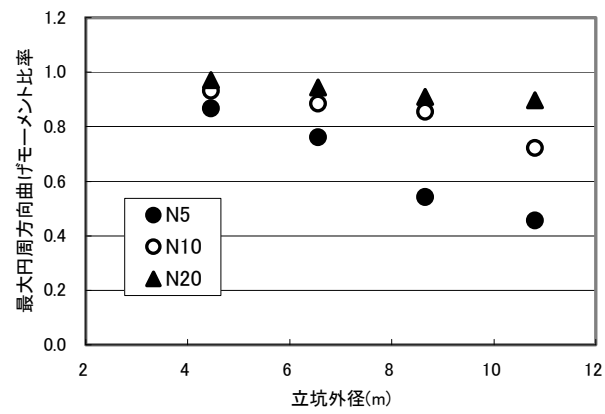


(case3)

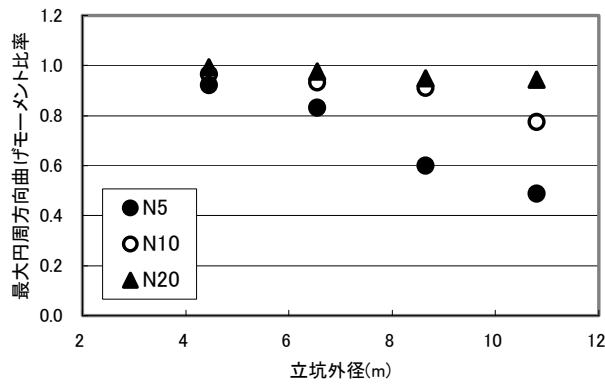


(case5)

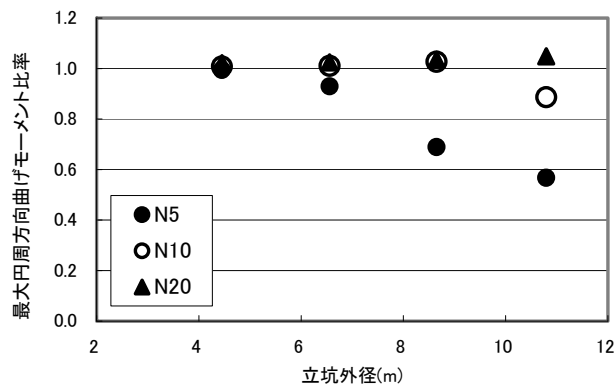
図 54 立坑外径と鉛直方向曲げモーメント比率



(case1)

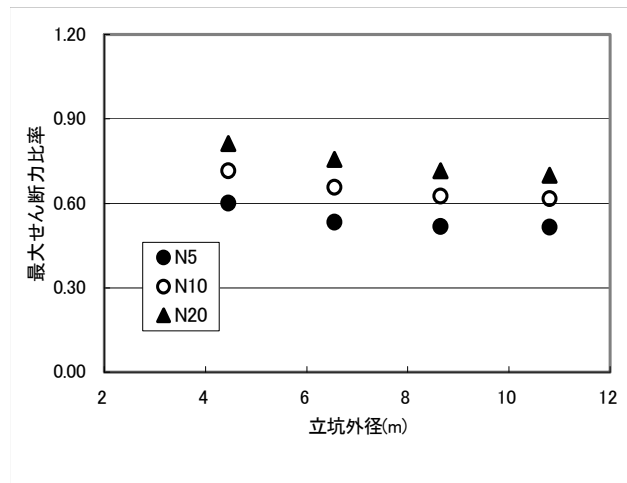


(case3)

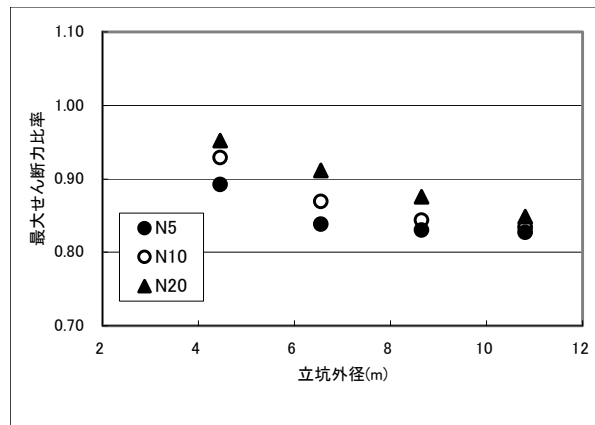


(case5)

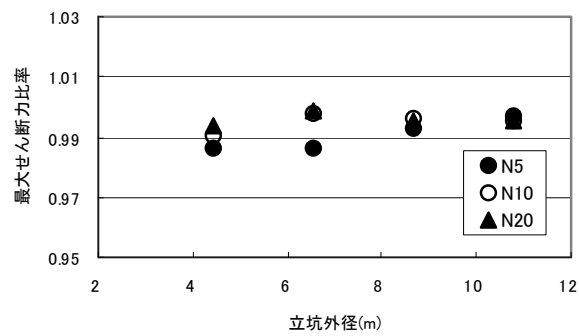
図 55 立坑外径と円周方向曲げモーメント比率



(case1)



(case3)



(case5)

図 56 立坑外径とせん断力比率

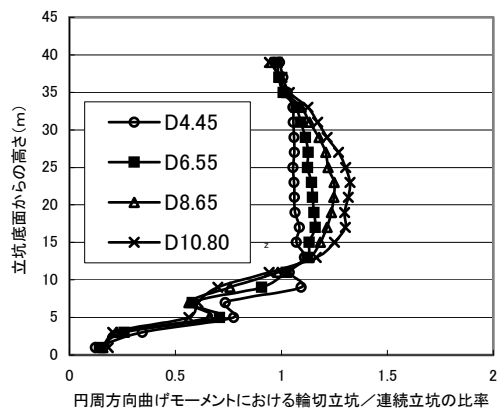


図 57 円周方向曲げモーメント分布図 (case3 : N 値 20)

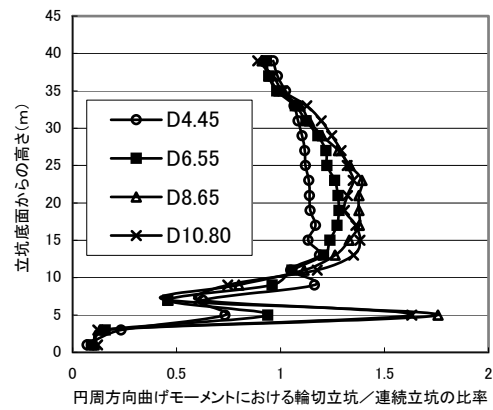


図 58 円周方向曲げモーメント分布図 (case3 : N 値 10)

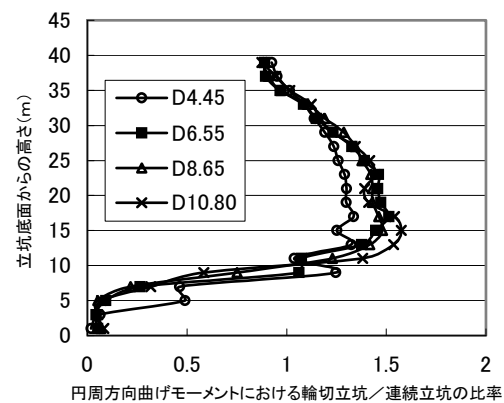


図 59 円周方向曲げモーメント分布図 (case3 : N 値 5)

3.5 輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑の比較

3.5.1 比較検討概要

輪切立坑の場合, その外径が大きくなるとリング状としては設置が困難であるため, セグメントに分割してリング状とすることが実際には行われている. そのセグメントの組立方法には千鳥組とイモ継ぎがあり, その組立方法の違いによる立坑の応答を比較する.

3.5.2 立坑の構造仕様の設定

構造仕様, 地盤条件および荷重条件については, 「連続立坑と輪切立坑との比較」の章で用いた解析条件を用いる. セグメント間の継手部の結合度によって立坑の組み立て方法による違いを明確にするために, セグメント間の円周方向のばね定数を変化させる. 立坑のセグメント間接続に用いる継手のばね定数を表 15 に示す. また, リング間のばね定数は, 各ケースにおいて同一とし, 鉛直軸方向ばね定数は 1.0×10^5 kN/m, 鉛直軸直角方向ばね定数は 1.0×10^9 kN/m および鉛直軸回転方向ばね定数は 0.0 kNm/rad とする. なお, リング継手数は 32 個である. セグメント継手およびリング継手の概要図を図 60 に示す.

表 15 立坑のセグメント継手のばね定数 (セグメント継手数 2 個)

| Case | セグメント間 | | |
|-------|--------------------|----------------------|-------------------------|
| | 円周方向ばね定数 (kN/m) | 円周直角方向ばね定数 (kN/m) | 円周回転方向ばね定数 (kNm/rad) |
| Case1 | 1.0×10^4 | 1.0×10^9 | 0.0 |
| Case2 | 1.0×10^5 | | |
| Case3 | 1.0×10^6 | | |
| Case4 | 1.0×10^7 | | |
| Case5 | 1.0×10^8 | | |
| Case6 | 1.0×10^9 | | |

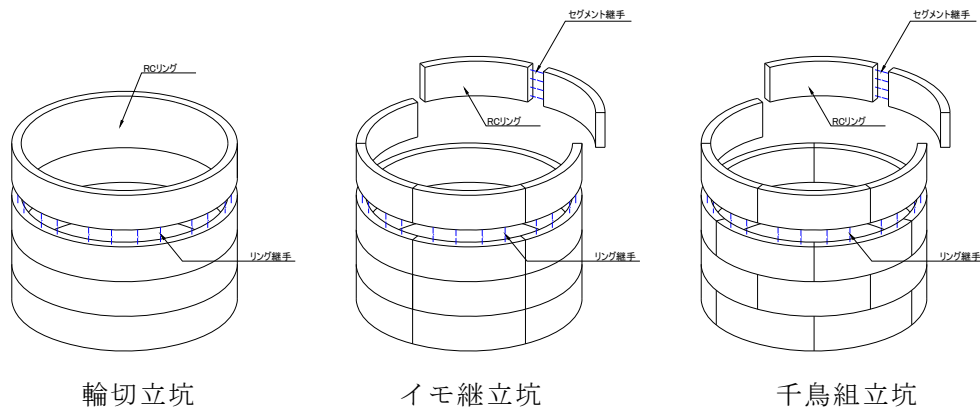


図 60 継手図

3.5.3 比較解析結果および考察

N値 10 の場合でのセグメント間円周方向ばね定数をパラメータとして、水平変位、鉛直方向曲げモーメント、せん断力および円周方向曲げモーメントの最大値を輪切立坑における値で除した比率により比較を行った解析結果を図 61～図 64 に示す。

セグメント間円周方向ばね定数が $1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$ kN/m の場合では、イモ継立坑および千鳥組立坑が輪切立坑と比較して相違が見られる。さらに、セグメント間円周方向ばね定数が 1×10^6 kN/m 以上では、千鳥組立坑およびイモ継立坑と輪切立坑の解析結果がほとんど一致するが、イモ継立坑では円周方向曲げモーメントのみがかなり小さい結果となった。

そこで、セグメント間円周方向ばね定数が 1×10^4 kN/m と 1×10^9 kN/m の場合について各立坑における円周方向の最大曲げモーメントの分布状況を図 65 に示す。さらに、図 66～図 73 には立坑セグメント全長にわたって各立坑における円周方向曲げモーメント分布図を示す。なお、全立坑の各リングに発生する曲げモーメントの最小値で除して表示する。

イモ継立坑では、立坑の頂部から底部まで同一の配列構造であり、その継手部が鉛直方向に上部から下部まで同一断面位置に存在しており、かつ回転ばねをゼロと設定している。継手剛性が小さい（円周方向ばね定数 1×10^4 kN/m）場合、セグメント間の連結力が小さくセグメント自体が個々別々に挙動する。そのため、個々のセグメントに応力が集中し、円周方向の曲げモーメントは大きくなる。一方、継手剛性が大きい（円周方向ばね定数 1×10^9 kN/m）場合、セグメント間は連結されているが、継手部はヒンジ構造となるため個々のセグメントに発生する円周方向曲げモーメントは小さくなる。そのため、千鳥組立坑や輪切立坑と比較して円周方向の曲げモーメント分布はかなり小さくなる。

一方、千鳥組立坑では、隣接するセグメントによって継手部が拘束されているため、継手剛性が小さい（円周方向ばね定数 1×10^4 kN/m）場合は、立坑の地表部付近では千鳥組立坑および輪切立坑と比較して曲げモーメント分布は異なる。立坑頂部付近では地盤変位が比較的大きくなることや、立坑の自重によるセグメントの拘束力の影響が少なくなるためにセグメント間の結合力が非常に弱いことが原因と考えられる。しかしながら、千鳥組立坑が深くなると輪切立坑と同様な曲げモーメント分布を示し、継手剛性に左右されない結果となる。しかし、継手剛性が大きい（円周方向ばね定数 1×10^9 kN/m）場合、輪切の場合と比較して曲げモーメントの分布は多少異なるが、最大値はほぼ同じである。これらの傾向は N 値が 5 または 20 においても、同様な傾向を示す。実構造物では、セグメント継手の円周方向ばね定数は $k=1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$ kN/m が採用される場合が多いため、輪切立坑、千鳥組立坑およびイモ継立坑において解析結果はほぼ一致する傾向にある。

以上より、セグメント間円周方向ばね定数が大きくなると、千鳥組立坑およびイモ継立坑の結果と輪切立坑の結果とがほとんど一致する。また、実構造物の継手剛性を考慮すると、どの立坑においても同様に扱っても良いと判断される。しかしながら、円周方向曲げモーメントに関してはセグメント間継手ばね定数及び立坑の組み立て方法による違いが顕著に現れるので、その点に関しては留意する必要がある。

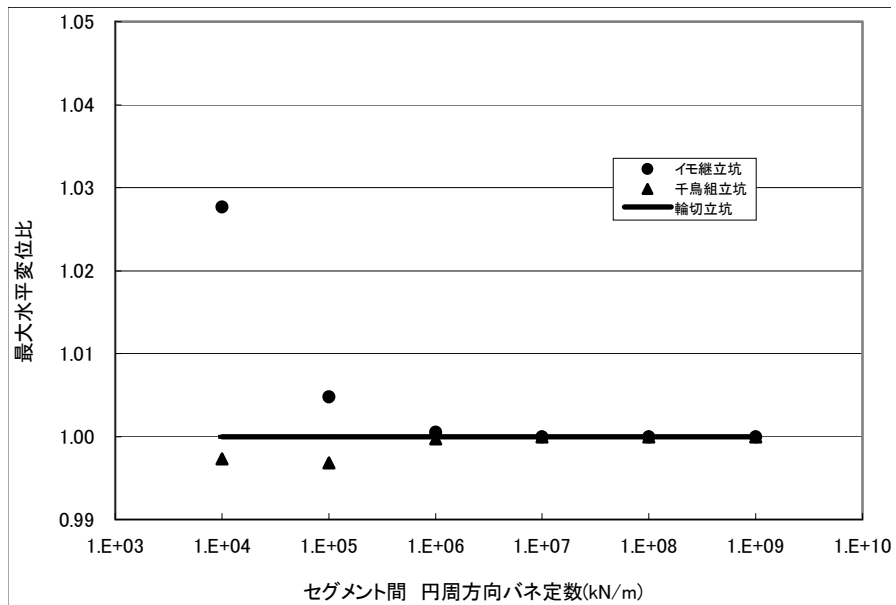


図 61 バネ定数と最大水平変位比との関係

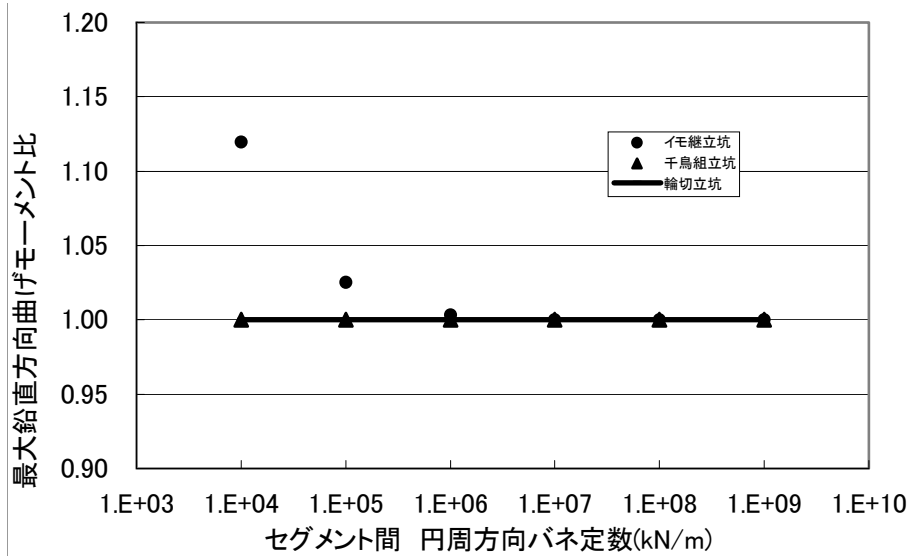


図 62 バネ定数と最大鉛直方向曲げモーメント比との関係

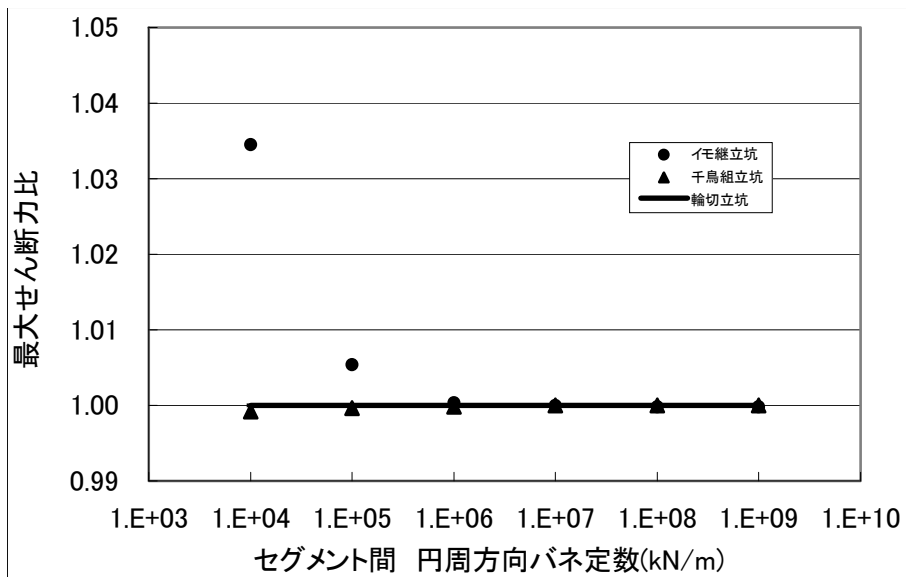


図 63 バネ定数と最大せん断力比との関係

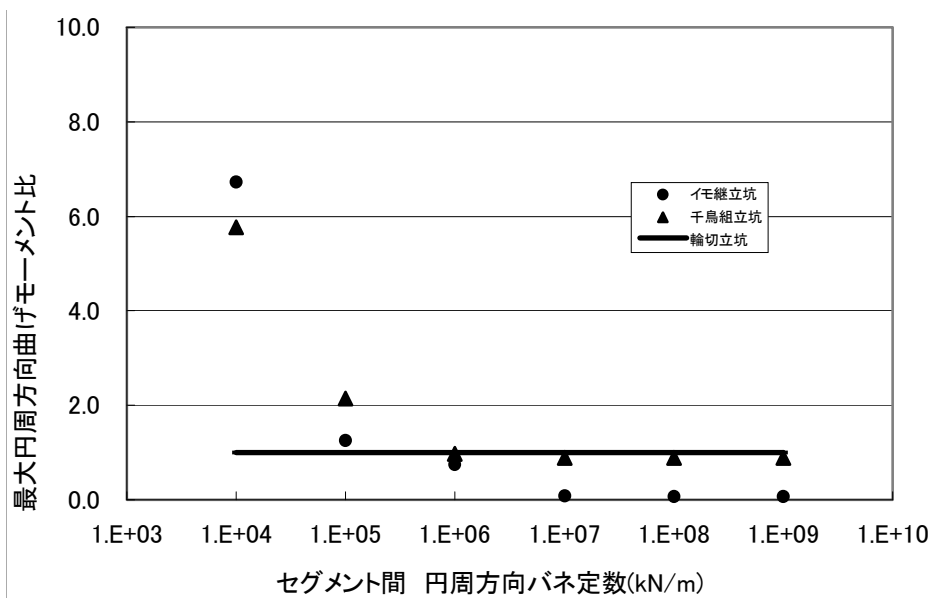


図 64 バネ定数と最大円周方向曲げモーメント比との関係

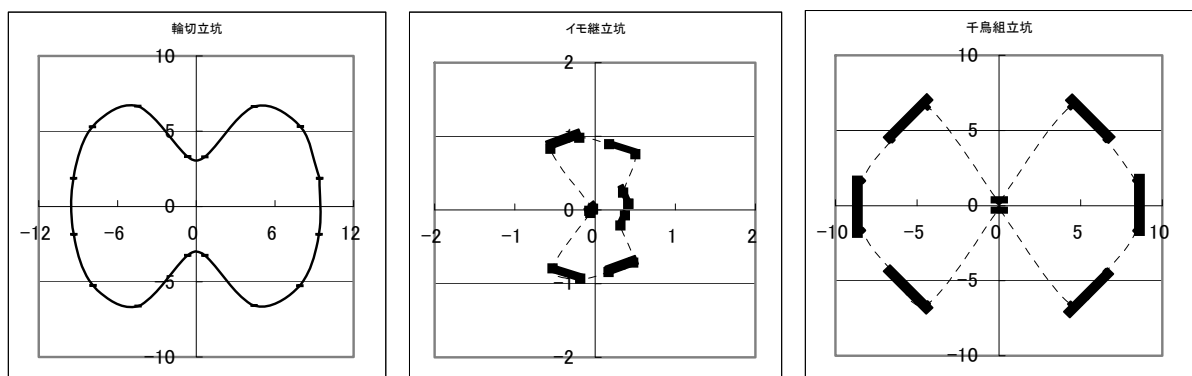
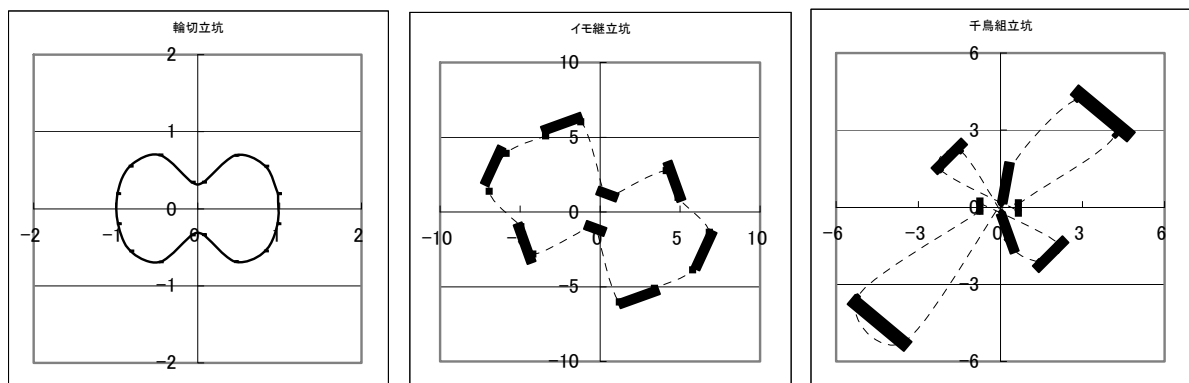
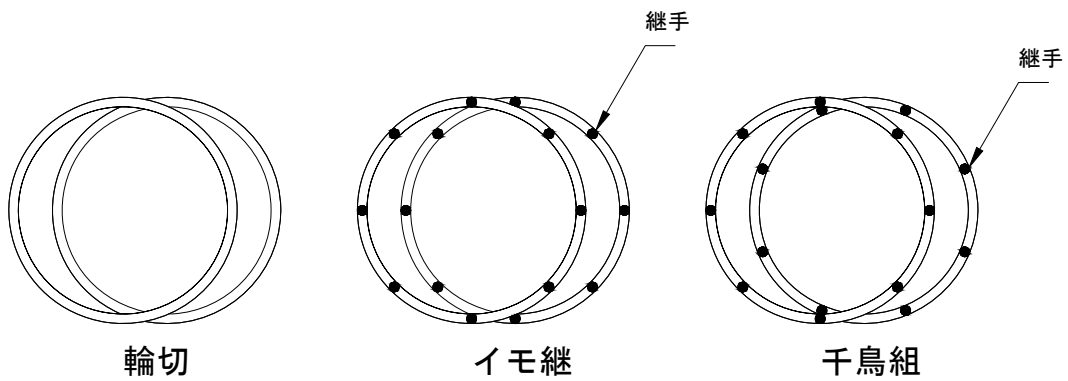
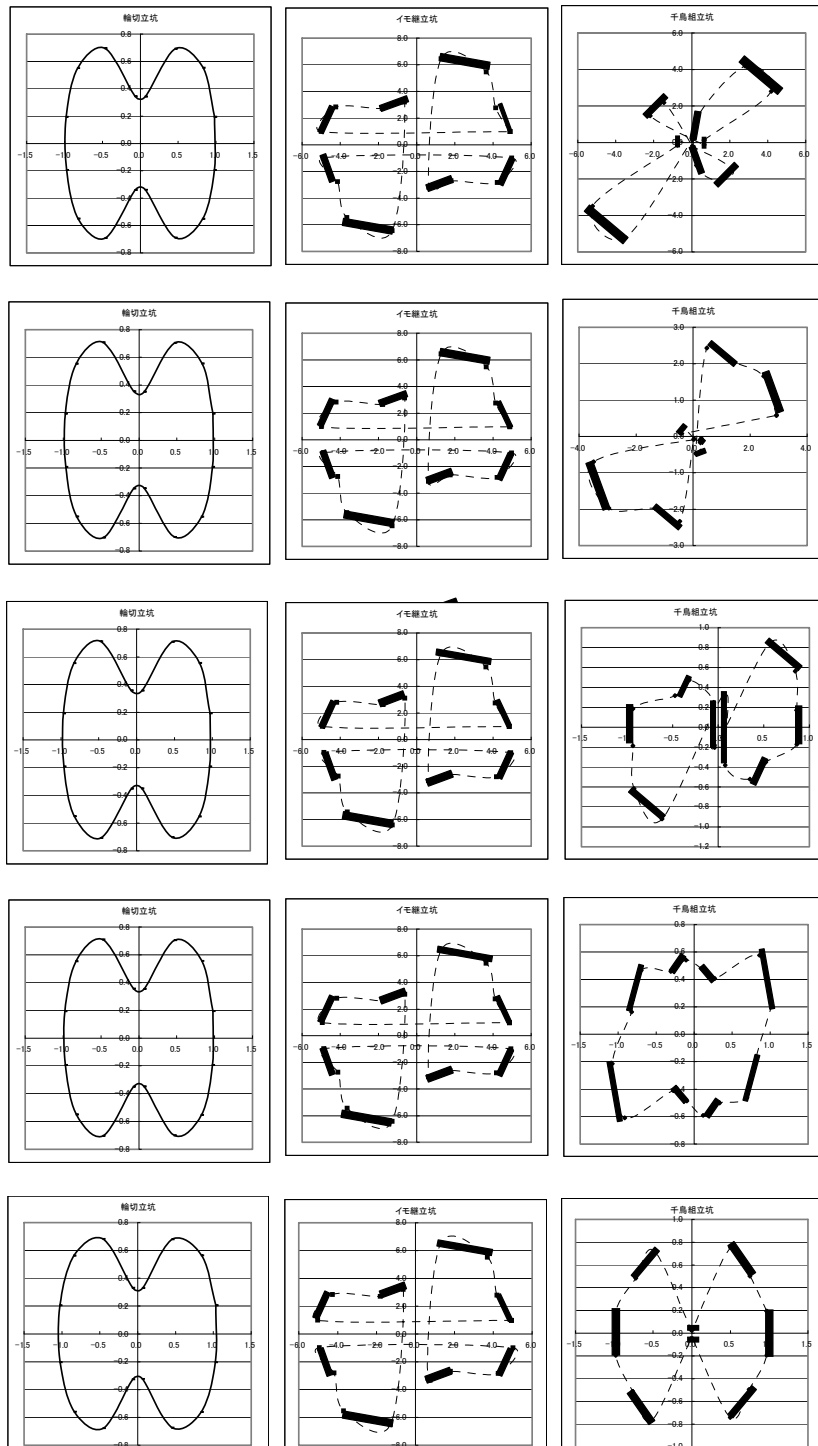
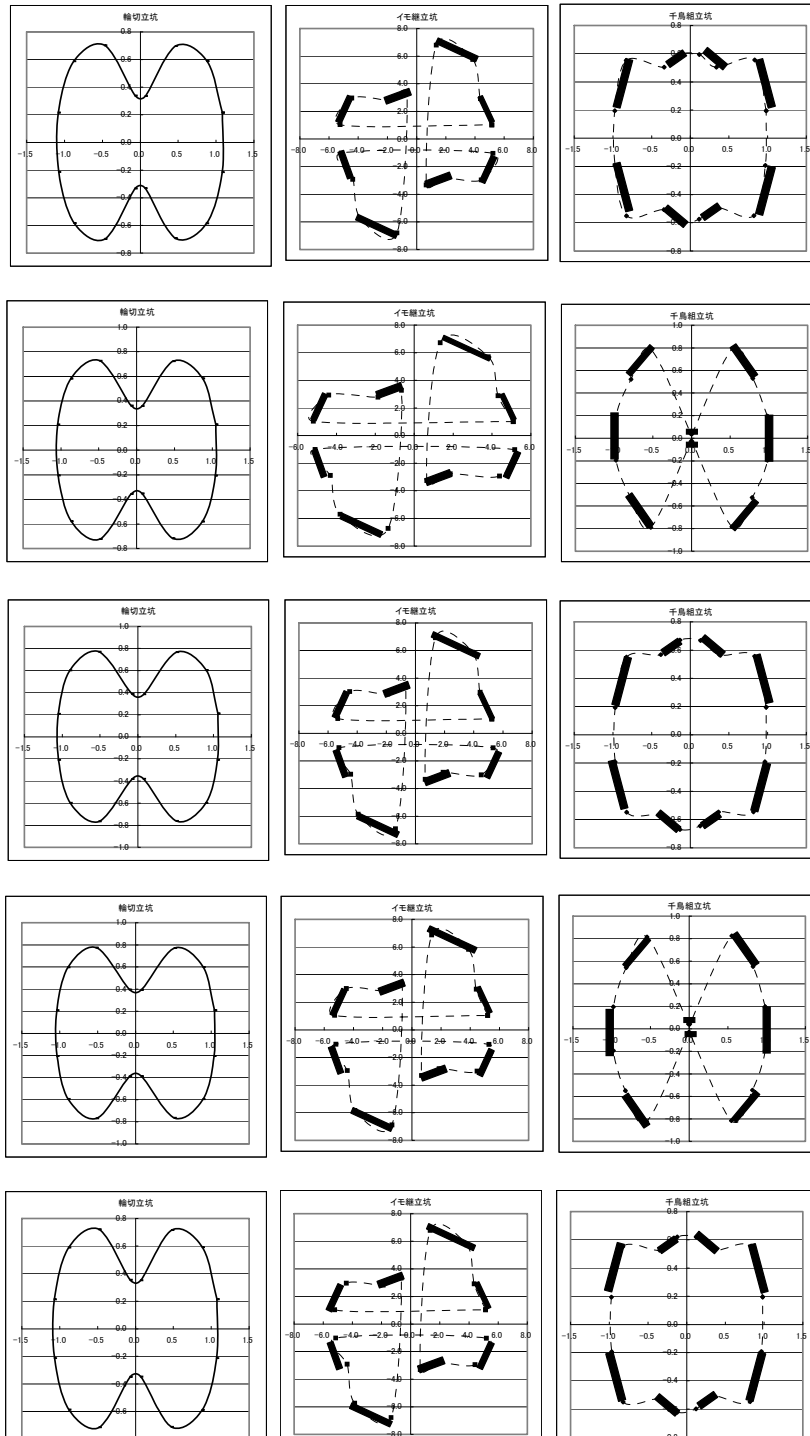


図 65 最大円周方向曲げモーメント分布図



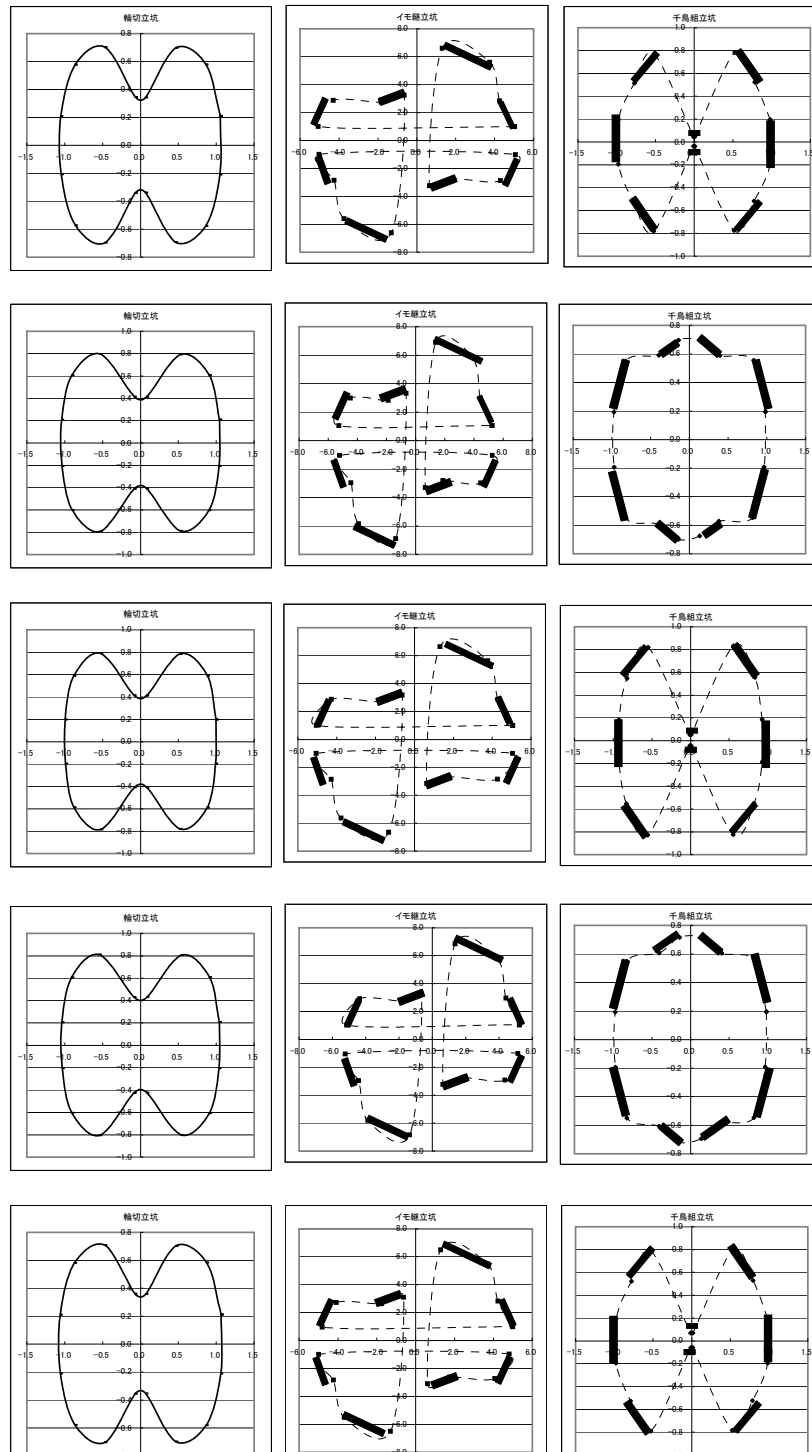
(a) 下から 31, 33, 35, 37, 39m

図 66 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^4 \text{kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)



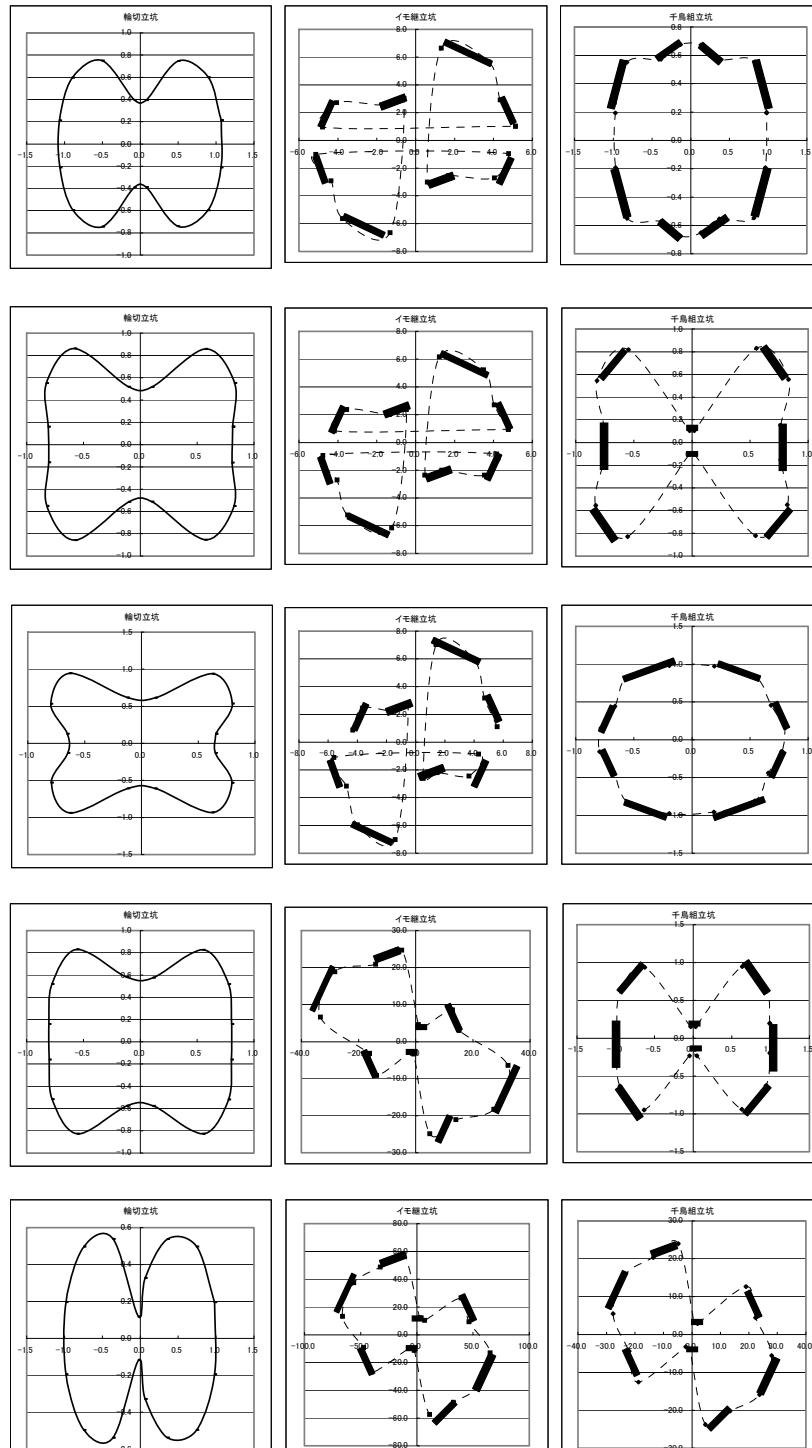
(b) 下から 21, 23, 25, 27, 29m

図 67 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 1×10^4 kN/m)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)



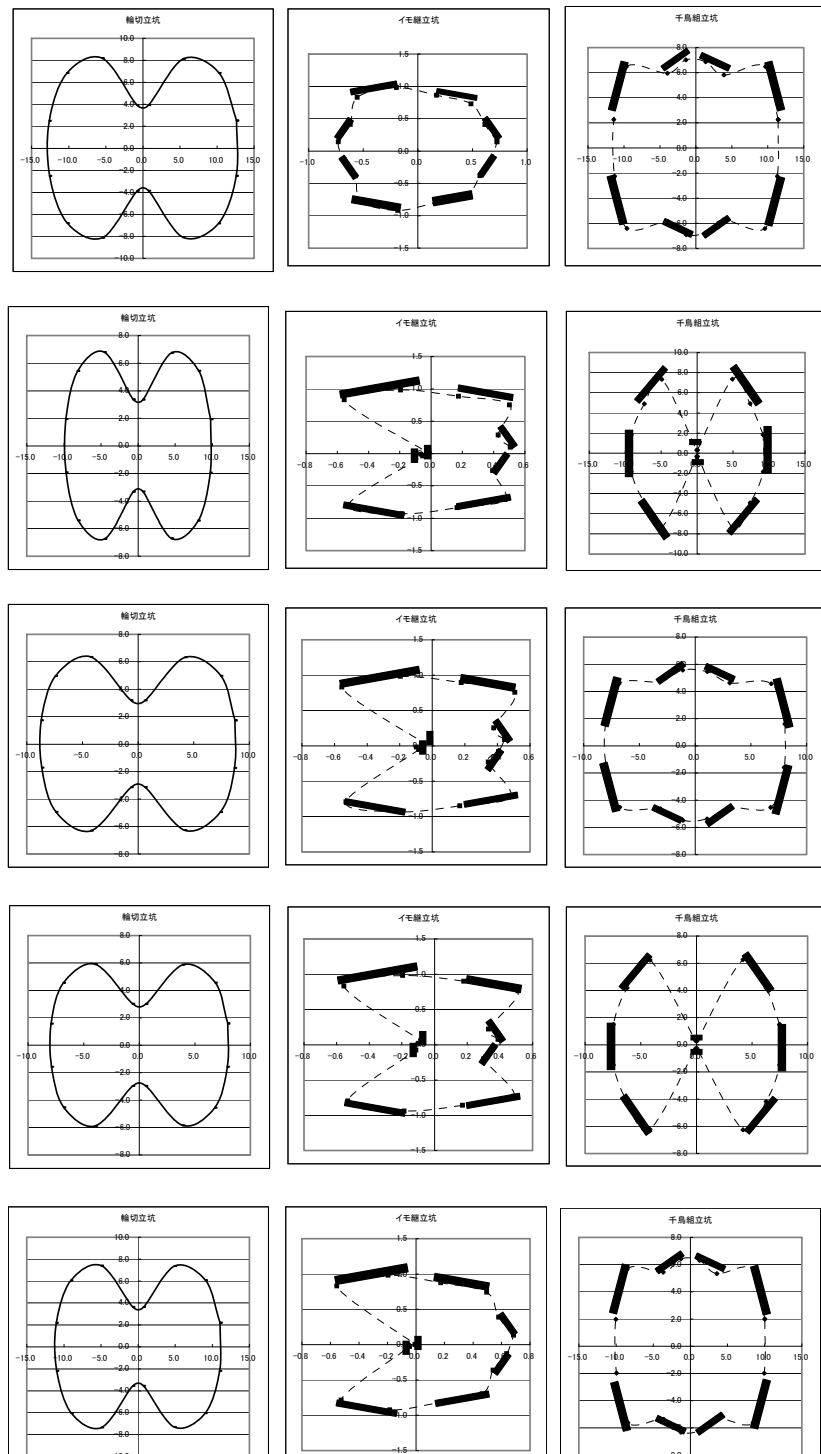
(c) 下から 11, 13, 15, 17, 19m

図 68 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^4 \text{kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■ は, セグメントを表す)



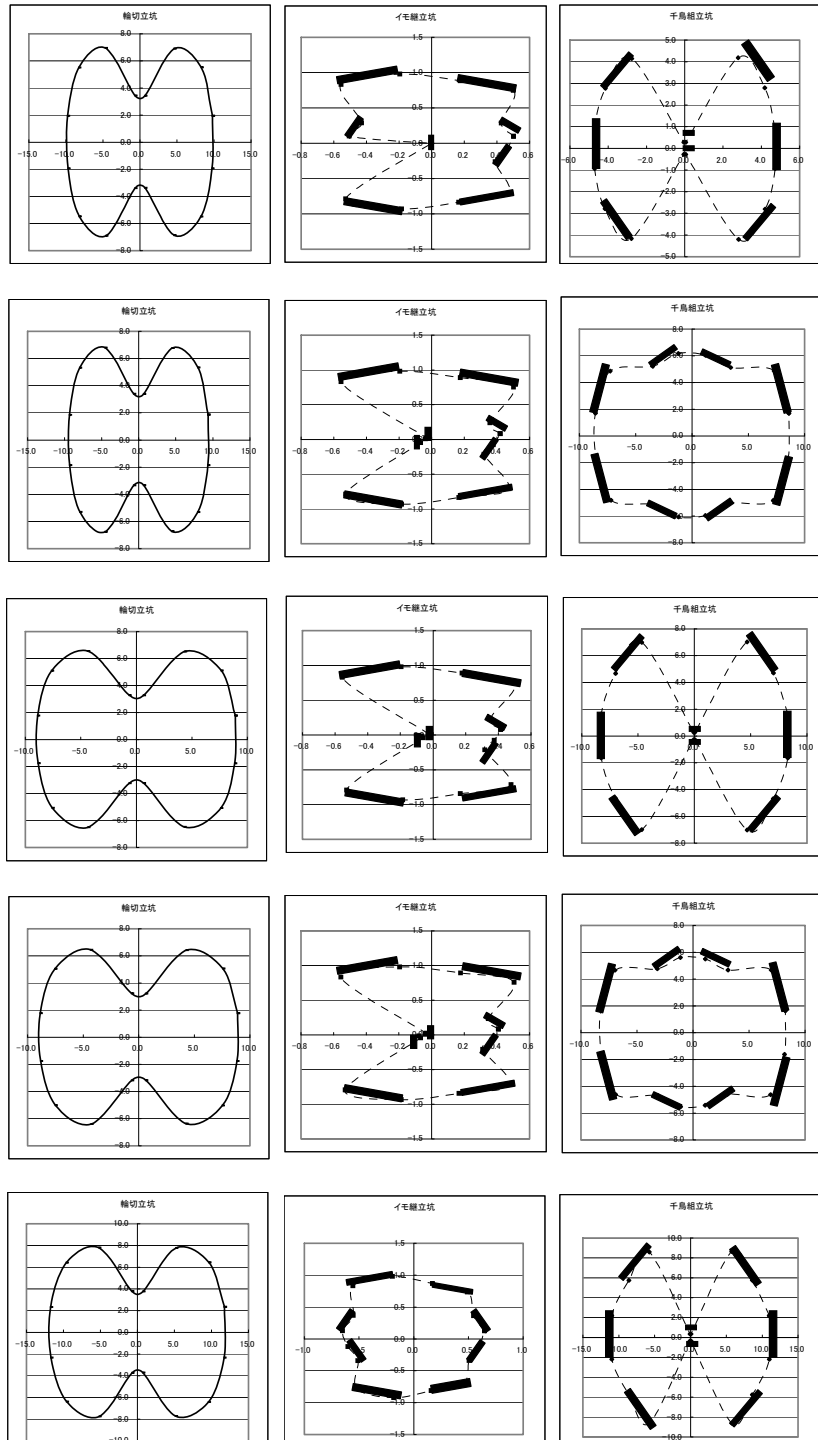
(d) 下から 1, 3, 5, 7, 9m

図 69 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 1×10^4 kN/m)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)



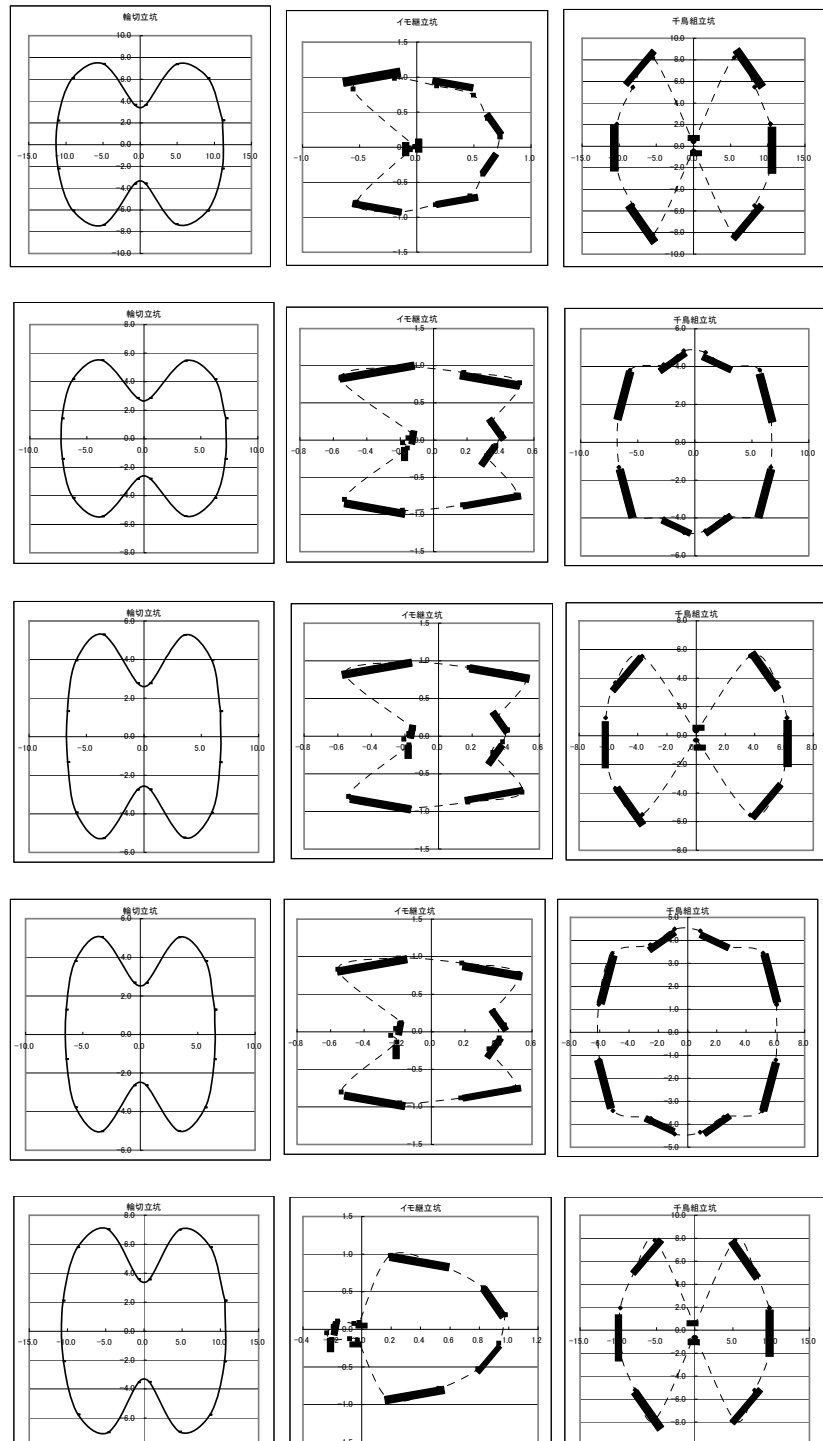
(a) 下から 31, 33, 35, 37, 39m

図 70 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^9 \text{kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)



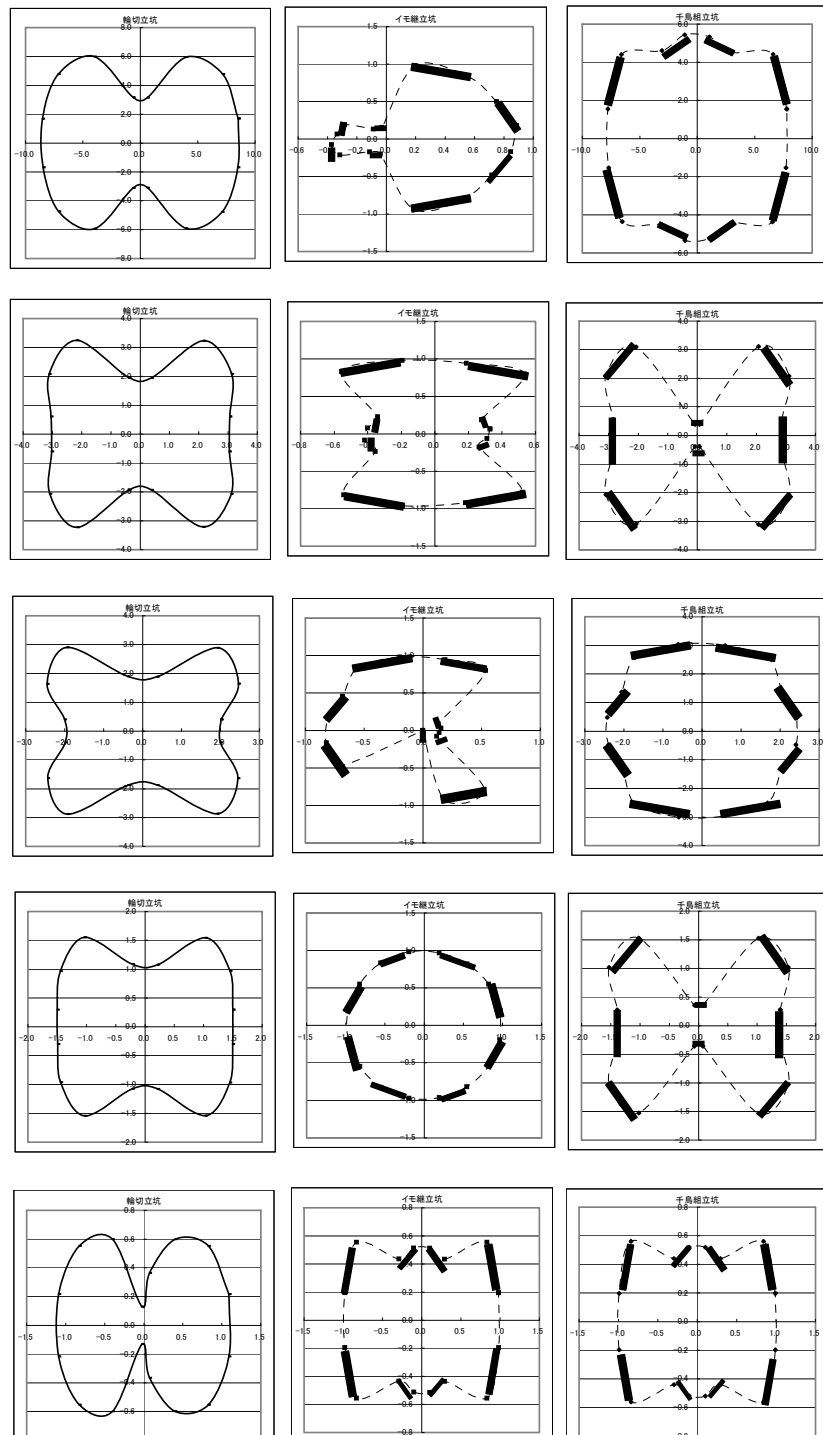
(b) 下から 21, 23, 25, 27, 29m

図 71 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^9 \text{kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)



(c) 下から 11, 13, 15, 17, 19m

図 72 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^9 \text{kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■ は, セグメントを表す)



(d) 下から 1, 3, 5, 7, 9m

図 73 立坑底面からの各位置における曲げモーメント分布図(軸ばね定数 $1 \times 10^9 \text{ kN/m}$)
(注: 図中左から輪切立坑, イモ継立坑および千鳥組立坑 ■は, セグメントを表す)

3.5.4 立坑の外径の違いによるセグメント間継手の影響検討

(1) 概要

立坑の外径の違いによるセグメント継手の影響を確認するために、外径の異なる 4 種類の立坑について解析を行い、変形および応力度などの応答の相違を評価した。

(2) 解析条件

解析に用いた立坑一覧を表 16 に示す。構造仕様、地盤条件および荷重条件は、「連続立坑と輪切立坑との比較」の章で用いた条件を用いる。また、立坑のリング間およびセグメント間に用いるばね定数については、実構造物の現状を考慮し、表 17 に示すように限定した。また、セグメント間継手による外径への影響をより具体的に評価するために、表 18 に示すようにセグメント間円周直角方向のばね定数を低減させることにより各立坑の応答が顕著になるようにして解析を実施した。なお、リング間のばね定数は、いずれのケースにおいても同一とし、鉛直軸方向ばね定数は 1.0×10^5 kN/m、鉛直軸直角方向ばね定数は 1.0×10^9 kN/m および鉛直軸回転方向ばね定数は 0.0 kNm/rad とする。また、リング継手数は 32 個である。

表 16 立坑一覧表

| Case | 直径(m) | 厚み(m) | 分割幅(m) | 高さ(m) |
|-------|-------|-------|--------|-------|
| TypeA | 4.45 | 0.225 | 2.0 | 40.0 |
| TypeB | 6.55 | 0.275 | | |
| TypeC | 8.65 | 0.325 | | |
| TypeD | 10.8 | 0.400 | | |

表 17 立坑のセグメント継手の解析条件

| Case | セグメント間 | | |
|-------|--------------------|----------------------|-------------------------|
| | 円周方向ばね定数 (kN/m) | 円周直角方向ばね定数 (kN/m) | 円周回転方向ばね定数 (kNm/rad) |
| Case1 | 1.0×10^4 | 1.0×10^9 | 0.0 |
| Case2 | 1.0×10^6 | | |
| Case3 | 1.0×10^8 | | |

注：セグメント継手数：2 個

(3)解析結果

N値10の周辺地盤における外径の異なる立坑を4種類取り上げ、セグメント間の円周方向ばね定数をパラメータとして水平変位、曲げモーメントの最大値を比較した結果を図74～図76に示す。いずれもイモ継立坑および千鳥組立坑での解析結果を輪切立坑での解析結果で除して縦軸に表示する。

これより、水平変位および鉛直方向曲げモーメントに関しては、セグメント継手のばね定数が小さい場合（Case1）、イモ継立坑の外径が大きくなるほど比率は小さくなる。しかし、他のケース（Case3, Case5）ではほとんど差がない。実際のセグメント継手のばね定数としてはcase2の場合が多いので、水平変位および鉛直方向曲げモーメントに関しては立坑外径の違いによる影響は少ない。一方、円周方向曲げモーメントに関しては、イモ継立坑においてセグメント間継手ばね定数による違いが顕著に表れている。

しかしながら、外径の異なる立坑において組み立てる方法の違いによる影響が比較的小ないのは、実際にセグメントに採用されるズレ止め防止を考慮して円周直角方向のばね定数を大きくしていることが原因と推定される。

そこで、表18に示すようにセグメント間の円周直角方向ばね定数を低減させた場合について解析を行った。セグメント間の円周方向ばね定数をパラメータとして水平変位および曲げモーメントの最大値の結果を図77～図79に示す。なお、前回と同様にイモ継立坑および千鳥組立坑での解析結果を輪切立坑での解析結果で除して縦軸に表示する。

水平変位に関しては、イモ継立坑が他の立坑よりも全体的に5%程度大きく、千鳥組立坑は輪切立坑とほぼ同じである。立坑の外径が大きくなると多少増加する傾向にあるが、あまり顕著な相違はみられない。また、鉛直方向曲げモーメントに関しても立坑の外径による違いはほとんどないが、Case1～3と比べてイモ継立坑および千鳥組立坑においてかなりの断面力の低減効果が見られる。これはセグメント間の横ズレによる影響と考えられる。一方、円周方向曲げモーメントに関してはイモ継立坑および千鳥組立坑において立坑の外径による違いはあまり見られない（Case2"およびCase3"）が、Case1～3と比べてセグメント間継手ばね定数による違いが顕著に表れている。

以上より、セグメント間の円周直角方向ばね定数が小さくなると、イモ継立坑および千鳥組立坑は輪切立坑とは異なる挙動を示す。逆に、セグメント間の円周直角方向ばね定数が大きくなると、千鳥組立坑と輪切立坑については、ほとんど同じ挙動を示す。しかし、イモ継立坑においては円周方向曲げモーメントに関しては他の立坑と比較して顕著な相違がみられる。実際にはセグメント間にズレ止め防止対策として、せん断キーなどの溝が設けられることが多いため、セグメント間の円周直角方向ばね定数を大きく評価することができる。

以上の事柄を総合的に判断すると、水平方向の荷重に対してはセグメント間の円周方向ばね定数を変化させても千鳥組立坑および輪切立坑の水平変位および鉛直方向曲げモーメントへの影響は少なく、千鳥組立坑を輪切立坑として評価しても実務上の問題は少ないと考えられる。しかしながら、イモ継立坑に関しては円周方向曲げモーメントに違いが見

られるため輪切立坑の解析結果をイモ継立坑として評価する場合はその範囲が限定されることに留意する必要がある。

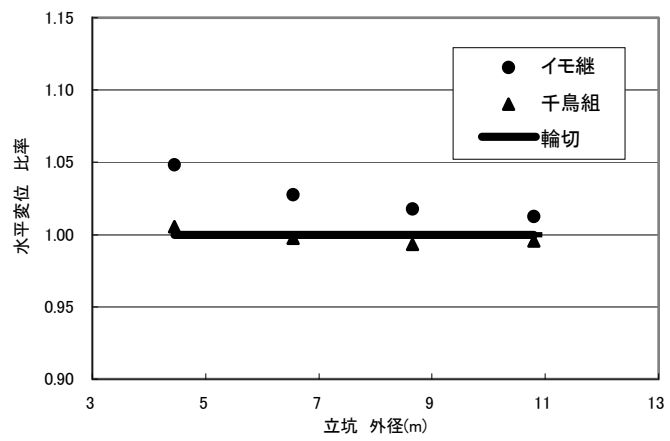
なお、このことはN値が 5 または 20 の地盤においてもほぼ同様な傾向を示す。したがって、千鳥組立坑による立坑の解析を行う場合、セグメント間継手の影響は小さく、輪切立坑としてリング間継手の剛性を考慮した検討を行えばよいと判断される。

なお、本検討では、構造物の変形モードが曲げ変形が支配的となるような立坑で解析を行い、水平変位および曲げモーメントを比較検討した。そのため、構造物の変形モードがせん断変形主体となる立坑の形状においては別途検討が必要である。さらに、地盤特性による影響もあるため、あらゆる立坑に適用できるかどうかは、より広範囲に解析を行いデータを蓄積していく必要がある。

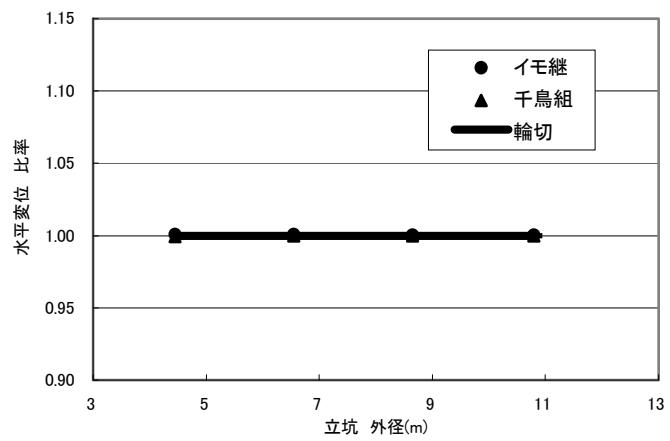
表 18 立坑のセグメント継手の解析条件

| Case | セグメント間 | | |
|--------|------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| | 円周方向 ばね定数 (kN/m) | 円周直角方向 ばね定数 (kN/m) | 円周回転方向 ばね定数 (kNm/rad) |
| Case1” | 1.0×10^4 | 1.0×10^5 | 0.0 |
| Case2” | 1.0×10^6 | | |
| Case3” | 1.0×10^8 | | |

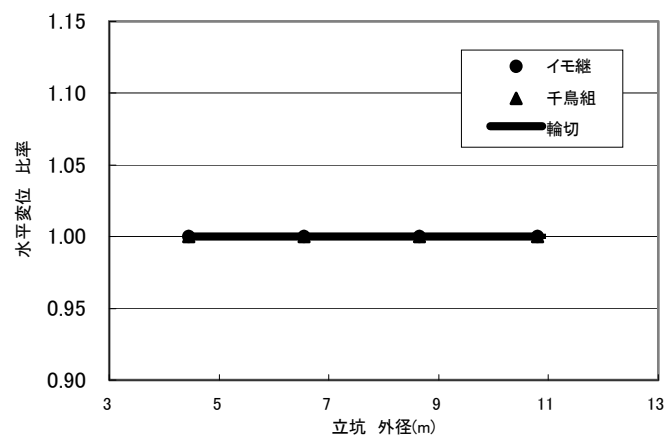
注：セグメント継手数：2 個



(case1)



(case2)



(case3)

図 74 立坑外径と水平変位比率

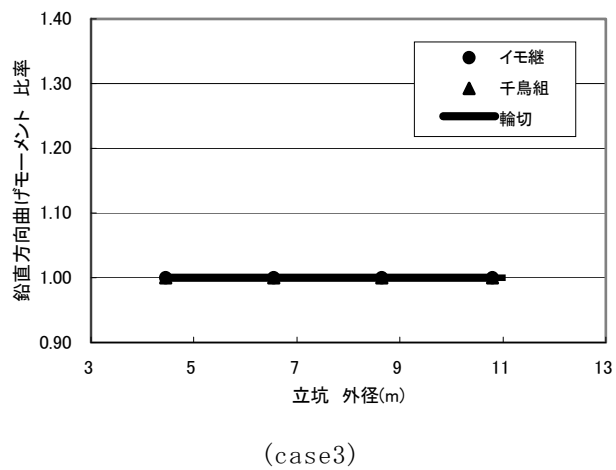
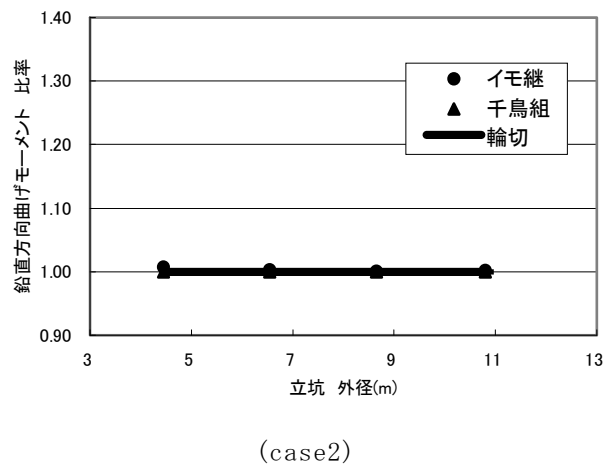
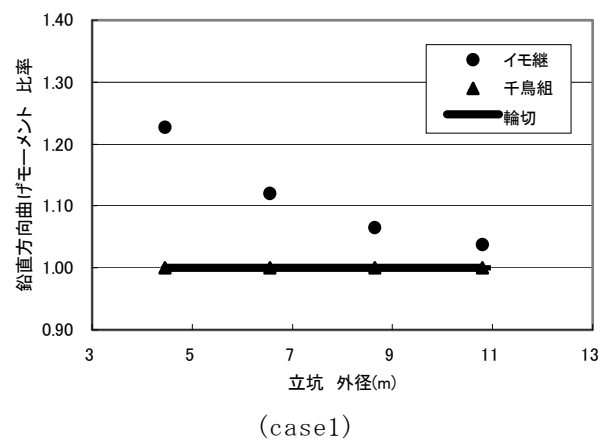
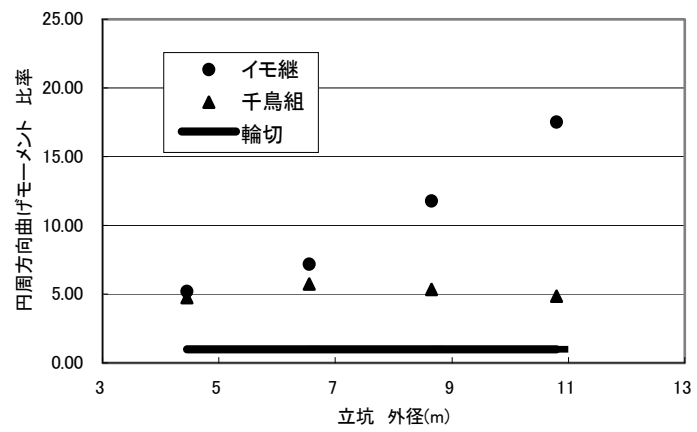
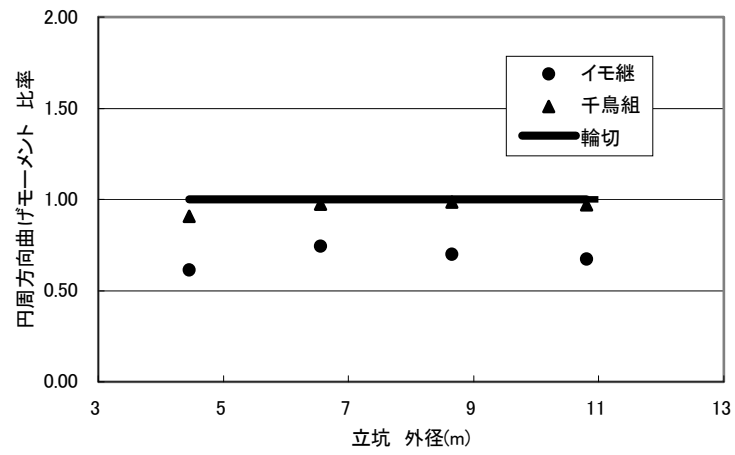


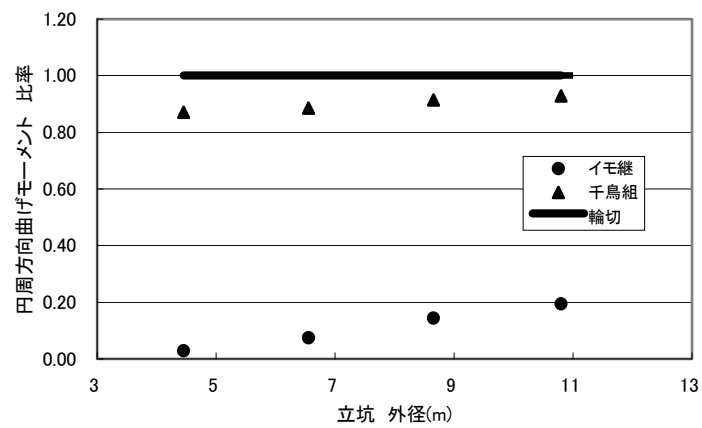
図 75 立坑外径と鉛直方向曲げモーメント比率



(case1)

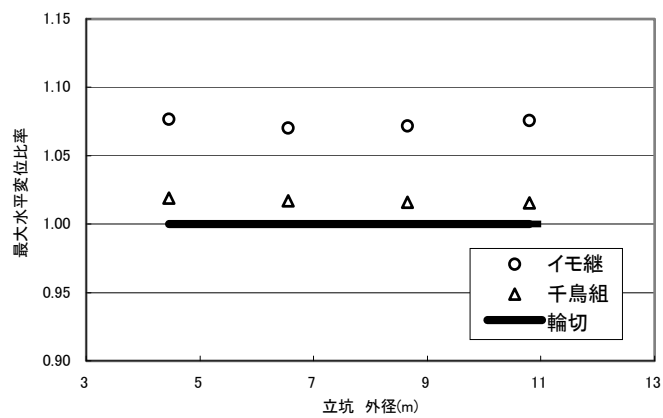


(case2)

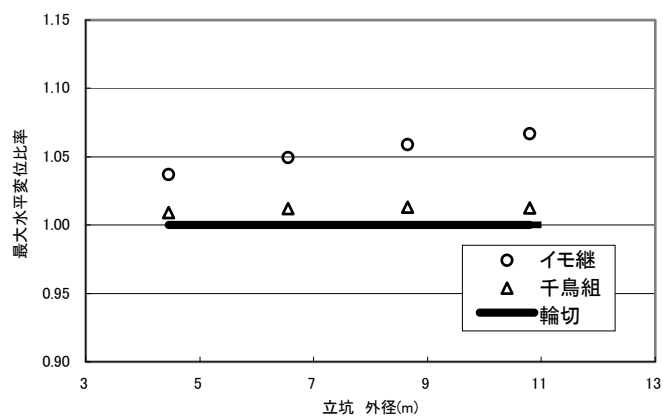


(case3)

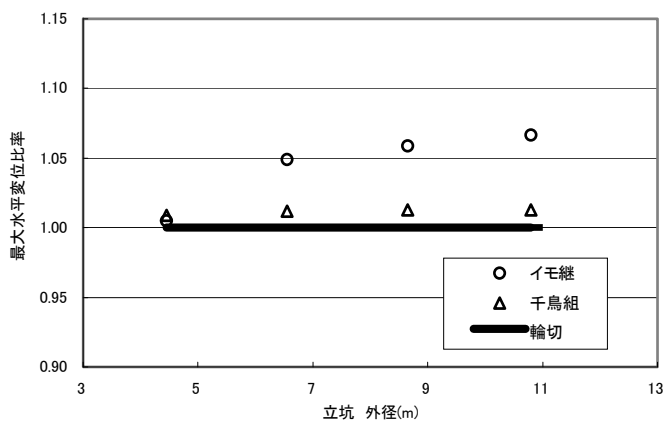
図 76 立坑外径と円周方向曲げモーメント比率



(case1'')

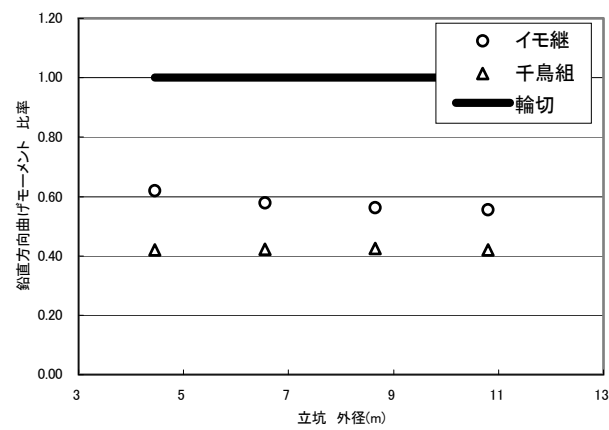


(case2'')

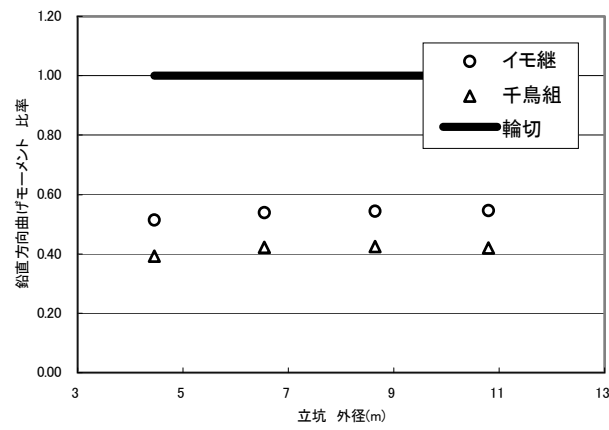


(case3'')

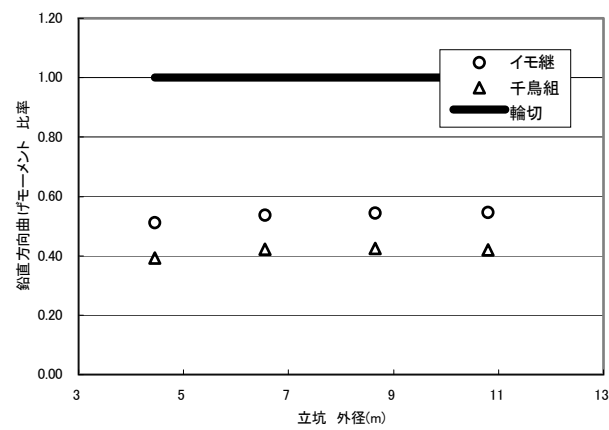
図 77 立坑外径と水平変位比率



(case1'')

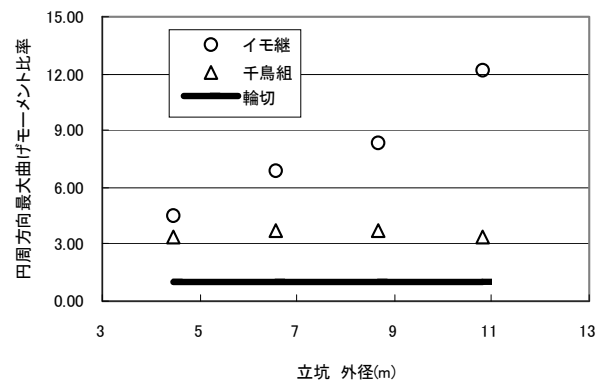


(case2'')

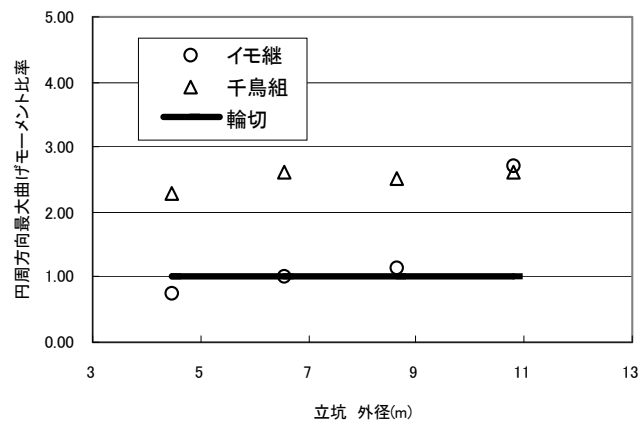


(case3'')

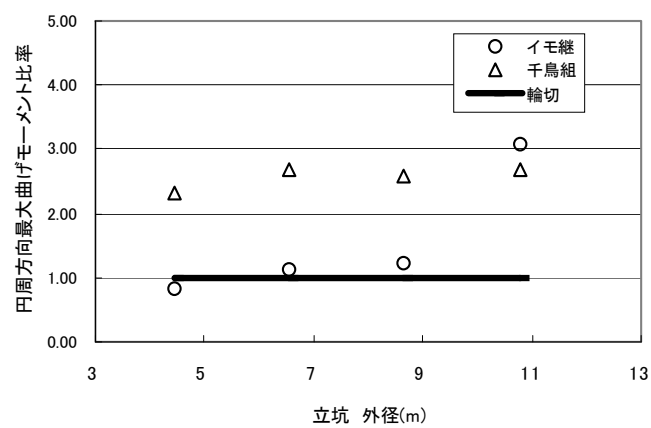
図 78 立坑外径と鉛直方向曲げモーメント比率



(case1'')



(case2'')



(case3'')

図 79 立坑外径と円周方向曲げモーメント比率

3.6 まとめ

本章では、立坑と地盤との剛性比が立坑の応答に及ぼす影響を評価し、立坑を不連続体とした場合に詳細な検討を加えた。本章より得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 立坑と地盤の剛性の違いが立坑の地震応答特性の及ぼす影響を解析的に評価した。ここでは、連続立坑について評価した。その結果、立坑の剛性が地盤と等しい場合には、立坑と地盤の変形はほぼ同じである。立坑の剛性が地盤のそれよりも大きい場合には、立坑の変形は地盤の変形より小さくなる。立坑が地盤に比べて変形しにくくなり、立坑の並進ならびに回転の変形モードが卓越するようになる。立坑の剛性が地盤のそれよりも小さい場合には、立坑の変形は地盤の変形より大きくなる。
- 2) 立坑に発生する地震荷重による断面力を応答変位法により評価した。曲げモーメントに関しては、立坑のせん断剛性が地盤と同じ場合、大きい場合には、地盤変位による荷重による影響が80%以上を占め、周面せん断力による影響が20%程度であり、慣性力による影響は小さい。立坑のせん断剛性が地盤より小さい場合には、地盤変位による荷重による影響が60%程度で、逆に周面せん断力による影響が増加している。立坑の場合は曲げ変形が支配的であり立坑の剛性が地盤のみかけの剛性よりも大きくなると曲げモーメントは地盤変位による荷重の影響を強く受け、周面せん断力による変形の影響は小さい。逆に、立坑の剛性が立坑よりも小さくなると、周面せん断力による影響が強く現れてくる。次に、せん断力に関しては、立坑のせん断剛性が地盤より小さい場合は、地盤変位による荷重およびせん断力による影響がそれぞれ50%程度であり、慣性力による影響は小さい。また、立坑のせん断剛性が地盤と同じ場合は、周面せん断力が40%で地盤変位による荷重が60%で、慣性力による影響は無視できる。立坑のせん断剛性が地盤よりも大きい場合は地盤変位による荷重による影響が強く現れた結果となった。この要因としては、地盤に対する立坑の剛性比が大きくなるほど地盤変位による荷重および周面せん断力により発生するせん断力も大きくなる。しかし、曲げ変形が卓越する立坑においては地盤に対する立坑の剛性比が大きくなるにつれて地盤変位による影響が周面せん断による影響よりも相対的に優位に表れたと考えられる。
- 3) 不連続体である輪切立坑は、連続立坑と比較してリング間継手の効果によって立坑の断面力の低減が図れる。特に円筒リングとリング継手の組み合わせにより曲げモーメントの低減効果が大きい。しかし、水平変位に関しては立坑が地盤とともに変形するためそれほど顕著な効果はない。
- 4) 立坑の外径の違いによる輪切立坑の応答特性の違いは、あまりないと考えられる。これ

はリング間継手部にせん断キー等のずれ止め防止対策が前提となり、それ以外のケースでは条件に適合した解析が必要となる。

5) 輪切立坑と千鳥組立坑の応答特性を比較した結果、セグメント間の円周方向ばね定数の値が大きい場合、立坑に発生する部材力および水平変位は同じような結果となった。しかし、セグメント間の円周方向ばね定数を小さくした場合には多少ばらつきが見られた。また、この傾向は立坑外径の大小に、あまり影響されない。一方、イモ継立坑においては円周方向の曲げモーメントによる違いがあるため輪切立坑の解析結果をイモ継立坑として評価する場合はその範囲が限定される。

6) 立坑外径の違いによる千鳥組立坑およびイモ継立坑の応答特性では、セグメント間継手による立坑の応答への影響は小さい。なお、この解析では、セグメント間継手部に円周直角方向にずれ止め防止対策が前提となる。また、今回は曲げ変形が支配的な立坑を想定して解析を行ったため、あらゆる立坑に適用するためには個別に検討する必要がある。

シールドトンネルにおけるセグメントの設計手法は多数存在し、セグメントをボルト等により組み立てられた不連続な構造を評価するために種々の工夫が凝らされている。本研究で採り上げた分割立坑は鉛直方向にセグメントを組み立てたもので共通する点はあるが、作用する荷重は一樣ではなく変化することと立坑の高さは大深度を想定しているとはいえ限定される点が異なる。したがって、本章での研究成果は、今後の分割立坑の挙動をさらに詳細に解明していく上での参考になると考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 土木学会:2002 年制定 コンクリート標準示方書[耐震性照査編], pp7～pp8, 2002. 12
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書Ⅳ下部構造編, pp131, 2002.
- 3) 國近, 佐藤, 伊東:不連続円筒立坑における 1 次元モデルへの適用, 構造工学論文集 Vol. 50A, 2004.
- 4) 日本下水道協会:下水道施設耐震計算例-管路施設編-, pp12-1～12-59, 2001.
- 5) 建設省土木研究所:大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), pp53～pp56, 1992.
- 6) 川島一彦:地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, pp141-pp154, 1994.
- 7) 日本トンネル技術協会; 電力用立坑の性能照査型設計の手引き, 日本トンネル技術協会, pp. 10-pp. 11, 2002.
- 8) 日本下水道協会:シールド工事用標準セグメント, 2001.
- 9) 大塚久哲:最新地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.
- 10) 日本溶接協会:地下・基礎構造物, 日本溶接協会, pp. 47-106, 1989.
- 11) 日本下水道協会:下水道施設の耐震対策指針と解説 1997 年版, 1997 年 9 月.
- 12) 土木学会関西支部:シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案), 2001 年.
- 13) 土木学会:トンネルライブラリー第 9 号 開削トンネルの耐震設計, 1998 年 10 月.
- 14) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, 2002. 12.
- 15) 鉄道総合技術研究所:シールドトンネル設計標準に関する手引き, 2001 年 3 月.
- 16) 建設省土木研究所:地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第 29 号, 平成 1 年 8 月.
- 17) 建設省土木研究所:地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第 63 号, 平成 3 年 3 月.
- 18) 建設省土木研究所:地下構造物の耐震設計技術の開発に関する研究平成元年度報告書, 平成 2 年 3 月
- 19) 國近光生, 佐藤忠信, 応答変位法を用いた分割立坑の耐震設計法, 自然災害学会, 2004 年, 第 23 巻第 3 号, 掲載予定
- 20) 國近光生, 佐藤忠信, 組み立て方法の違いを考慮した分割立坑の耐震性能評価, 自然災害学会, 2004 年, 第 23 巻第 3 号, 掲載予定
- 21) 土木学会:動的解析の方法, 技報堂出版, 1989.
- 22) 土木研究所他:地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第 29 号, 平成 1 年 8 月
- 23) 土木研究所他:地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 整理番号第 63 号, 平成 3 年 3 月
- 24) 土木研究所他:地下構造物の耐震設計技術に関する研究 平成元年度共同研究報告書, 平成 2 年 3 月

第 4 章 3 次元円筒立坑構造物の 1 次元梁へのモデル化

4.1 緒論

立坑のような鉛直地下構造物は、一般にみかけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さく、また、構造物の周面を地盤によって取り巻かれている。このため、質量効果が小さく、また、逸散減衰が大きいので、地上構造物の慣性力の影響は受けにくく、主として周辺地盤の地震時の変位・変形によってその挙動が支配される。このため、耐震計算においては応答変位法が多用されている。さらに、地下構造物では、地震時地盤変位及び地震時周面せん断力が支配的となるため、これらの深さ方向の分布を正確に評価する必要がある。特に、鉛直地下構造物が大規模な場合には、3 次元的な変形が生じるため、こうした特性を考慮できる解析モデルを用いて耐震設計する必要がある。しかしながら、全ての地下構造物に対して 3 次元 FEM モデルによって解析することは、実務の設計段階、特に概略設計段階では時間的あるいは経済的な制約から困難であり、より迅速に対処できる計算手法が望まれる。3 次元 FEM モデルの解析を 1 次元梁モデルで代用できれば、設計が容易となり、対象とする構造物の選定に十分な時間を費やすことができる。そこで、本章では、立坑のような 3 次元的な鉛直地下構造物を 1 次元梁モデルで解析できるための条件ならびに応答変位法による解析手法について述べる。

4.2 立坑の 1 次元梁モデルの構築

4.2.1 立坑の 1 次元梁モデルへの適用範囲の設定

3 次元の鉛直地下構造物をモデル化する場合、図 80 に示すように、通常 FEM モデルが採用される。構造物をシェル要素あるいはプレート要素で、周辺地盤を地盤ばねあるいはソリッド要素で表現する。これを図 81 に示すような 1 次元梁モデルにモデル化する場合、適用範囲を明らかにしておく必要がある。そこで、種々の構造条件を想定し、3 次元 FEM モデルと 1 次元梁モデルの断面力ならびに変位量の比較を行い、1 次元梁モデルの適用範囲を決定する。

4.2.2 立坑の検討モデルの設定

検討する対象構造物を表 19 に示す、16 (=8×2) ケースの立坑を想定する。構造物は地下に構築されるものとし、「道路橋示方書 IV 下部構造編¹⁾」の記述に従い、計算を簡略化するために鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として解析を実施した。解析に用いた構造物の物理定数を表 20 に示す。

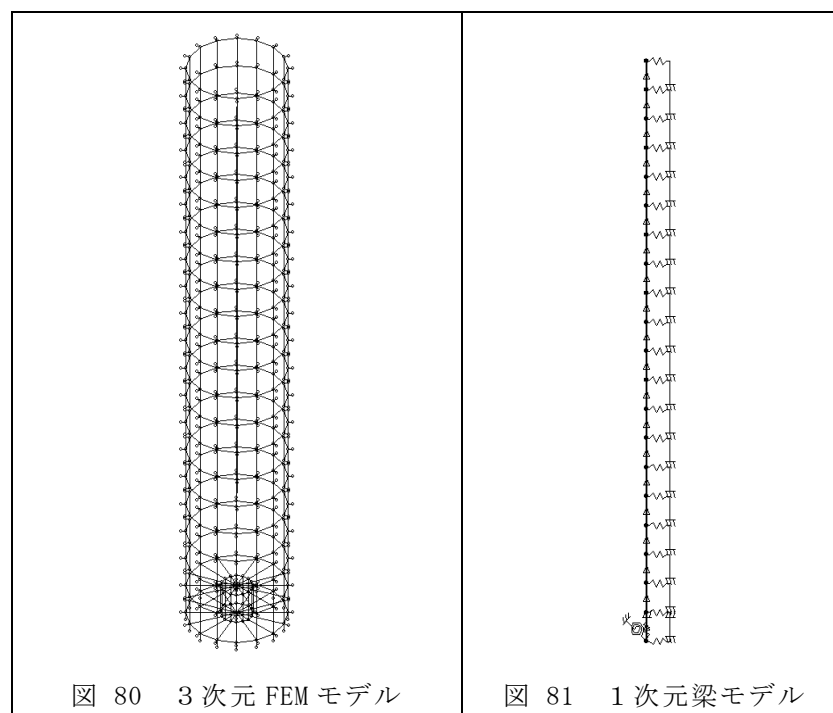


図 80 3次元 FEM モデル

図 81 1次元梁モデル

表 19 解析モデル

| ケース | 外径 D(m) | 側厚 t (m) | 底版厚 B(m) | 高さ L(m) |
|-------|---------|----------|----------|--------------------------------|
| Case1 | 3.35 | 0.175 | 高さの 1/20 | Case 毎に 10.0 および 40.0 |
| Case2 | 4.45 | 0.225 | | |
| Case3 | 5.50 | 0.250 | | |
| Case4 | 6.55 | 0.275 | | |
| Case5 | 7.60 | 0.300 | | |
| Case6 | 8.65 | 0.325 | | |
| Case7 | 9.70 | 0.350 | | |
| Case8 | 10.80 | 0.400 | | |

表 20 解析に用いた物理定数

| 物理定数の種類 | 記号 | 単位 | 構造物 |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| 材質 | — | — | コンクリート |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 |
| ポアソン比 | ν | — | 0.2 |

4.2.3 周辺地盤ばねの設定

周辺地盤として、N 値が、10, 20, 30, 40 および 50 の 5 パターンの一様地盤を考え、その効果を地盤ばねにより表現する。また、立坑側面の地盤の水平方向地盤ばね係数、底面の地盤のせん断および回転ばね係数は、「下水道施設耐震計算例－管路施設編－²⁾」の記述に従い、以下の方法により算出する。

(1) 立坑の側面の水平方向地盤反力係数

$$k_h = k_{ho} \cdot (B_h / 0.3)^{-3/4} \dots \dots (4.1)$$

ここに、 k_h ：水平方向地盤反力係数、 k_{ho} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験値に相当する鉛直方向地盤反力係数で $k_{ho} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$ 、 E_o ：標準貫入試験の N 値より $E_o = 2800N$ で推定した変形係数、 α ：地盤反力係数の推定に用いる係数（ $\alpha = 1$ ）、 B_h ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（ $B_h = \sqrt{A_h}$ ）、 A_h ：水平方向載荷面積（円形の場合、 $A_h =$ 部材高さ $\cdot 0.8 \cdot$ 外径）

(2) 立坑の底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{vo} \cdot (B_v / 0.3)^{-3/4} \dots \dots (4.2)$$

ここに、 k_v ：鉛直方向地盤反力係数、 k_{vo} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数であり $k_{vo} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$ 、 B_v ：基礎の換算載荷幅（ $B_v = \sqrt{A_v}$ 、但し、底面形状が円形の場合は直径）、 A_v ：鉛直方向の載荷面積、 E_o ：標準貫入試験の N 値より $E_o = 2800N$ で推定した変形係数、 α ：地盤反力係数の推定に用いる係数（ $\alpha = 1$ ）

(3) 立坑の底面の水平方向せん断ばね係数

$$k_s = \lambda \cdot k_v \dots \dots (4.3)$$

ここに、 k_s ：水平方向のせん断ばね係数、 λ ：鉛直方向地盤反力係数 k_v に対する水平方向せん断ばね係数 k_s の比（ $\lambda = 0.3$ ）、 k_v ：鉛直方向地盤反力係数

(4) 1 次元梁モデルでの立坑側面の水平方向地盤ばね係数

$$K_h = 2 \cdot k_H \cdot B \dots \dots (4.4)$$

ここに, K_h : 立坑側面の水平方向ばね係数, B : 立坑側面の負担幅, D : 立坑の直径, k_H : 水平方向の地盤反力係数, なお, 両面を考慮するため, 地盤ばね定数を 2 倍する。

(5) 1 次元梁モデルでの立坑底面の回転およびせん断ばね係数

$$K_{\theta} = k_v \cdot I \cdots \cdots (4.5)$$

$$K_s = k_s \cdot A_v \cdots \cdots (4.6)$$

ここに, K_{θ} : 立坑底面の回転ばね係数, K_s : 立坑底面のせん断ばね係数, I : 立坑底面の断面 2 次モーメント, A_v : 立坑の底面積, k_v : 鉛直方向の地盤反力係数, k_s : 水平方向せん断地盤反力係数

(6) 3 次元 FEM モデルでの立坑の側面および底面の法線方向地盤ばね係数

$$K_H = k_H \cdot \triangle A \cdots \cdots (4.7)$$

ここに, K_H : 立坑の側面の法線方向および底面の鉛直方向のばね係数, $\triangle A$: 立坑の側面および底面の負担面積, k_H : 水平方向の地盤反力係数

(7) 3 次元 FEM モデルでの立坑の側面および底面の接線方向地盤ばね係数

$$K_S = K_H / 3 \cdots \cdots (4.8)$$

ここに, K_S : 立坑の側面の法線方向および底面の鉛直方向のばね係数, K_H : 立坑の側面および底面の法線方向ばね係数

4.2.4 立坑に作用する荷重の設定

図 82 に示すように解析モデルの最上部に $P = 1000\text{kN}$ の荷重を作用させる。3 次元 FEM モデルにおいては, $P = 1000\text{kN}$ の荷重を各節点に分割して作用させる。

4.2.5 解析結果および考察

解析ケースとしては, 立坑 16 パターン×地盤 5 パターンで, 80 ケースとなる。3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁モデルでの最大曲げモーメント M_{\max} および最大水平変位 δ_{\max} の割合と, βL ならびに L/D との関係を図 83～図 84 に示す。なお, L は立坑の高さを, D は立

坑の外径を, β は地盤の特性値である.

これらの関係の中で, 3次元 FEM モデルと 1次元梁モデルでの一致性が高いケースとして, $\beta L=2.17, L/D=6.11, L=40.0\text{m}, D=6.55\text{m}, N\text{値}=10$ の場合の水平変位, 曲げモーメントおよびせん断力の結果を図 85 に示す. この場合は, いずれも高い相関性を示しており, 構造物全体が曲げ変形を受ける一本の梁としての挙動に近く, 構造物全体の曲げ剛性および地盤定数を与えると, 弾性床上的有限長梁としての計算手法を用いれば十分な精度で応答を再現することができる. 一方, 3次元 FEM モデルと 1次元梁モデルでの一致性が低いケースとして, $\beta L=0.46, L/D=1.03, L=10.0\text{m}, D=9.70\text{m}, N\text{値}=10$ の場合の水平変位, 曲げモーメントおよびせん断力の結果を図 86 に示す. 構造物の高さ L と幅 D の比が $L/D \approx 1$ では, 3次元 FEM モデルの水平変位は, 地盤ばねが強いいため, 1次元梁モデルと比べて変形が小さくなっている. また, 構造物の変形モードが曲げ変形主体からせん断変形主体に移行する中間的な変形となり, 荷重作用位置より下部で極端に大きな曲げモーメントが発生する. L/D が小さくなるほど 3次元 FEM モデルのほうが 1次元梁モデルより曲げモーメントが増大する傾向にある. ちなみに, 周辺の地盤ばねを考慮せずに, 構造物の下端を固定した場合の水平変位の変形モードは, 地盤による拘束がないため, 3次元 FEM モデルでの水平変位が 1次元梁モデルよりもかなり大きな結果となった (図 87). また, 曲げモーメントでは, 地盤ばねを考慮した結果と同様な現象が見られる. よって, このようなケースでは, 弾性床上的有限長梁モデルを応答の予測に用いることはできない. $\beta L < 2$ では, 最大曲げモーメント比が急減に増加する傾向にあり, 最大水平変位比は, 低下傾向にある. また, $L/D < 4$ においても同様な結果が得られる. したがって, 1次元梁モデルの適用範囲は, $\beta L > 2, L/D > 4$ と判断される.

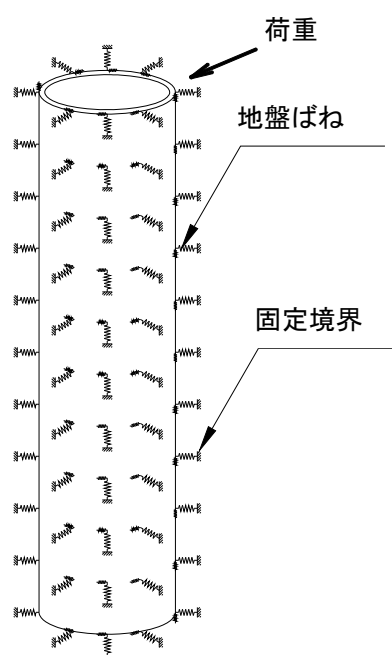


図 82 荷重作用モデル (3次元立坑の場合)

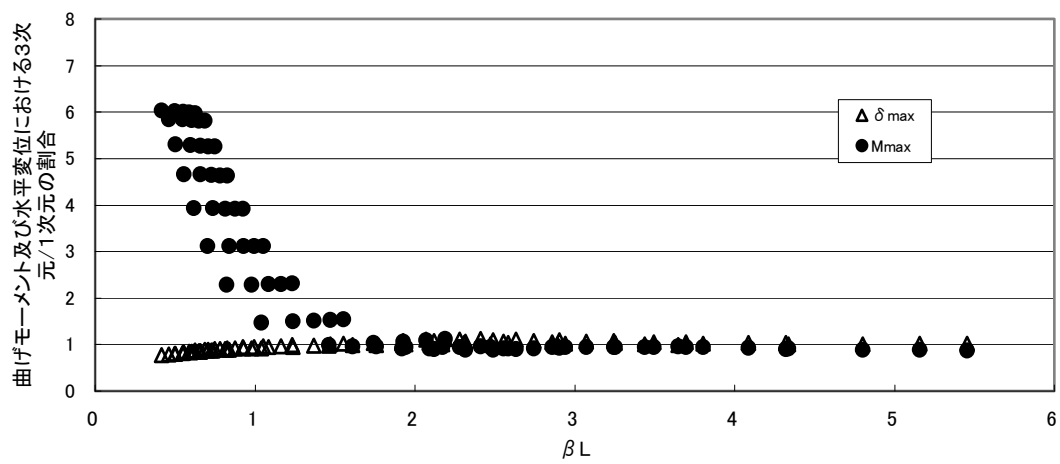


図 83 βL と 3 次元／1 次元の割合との関係

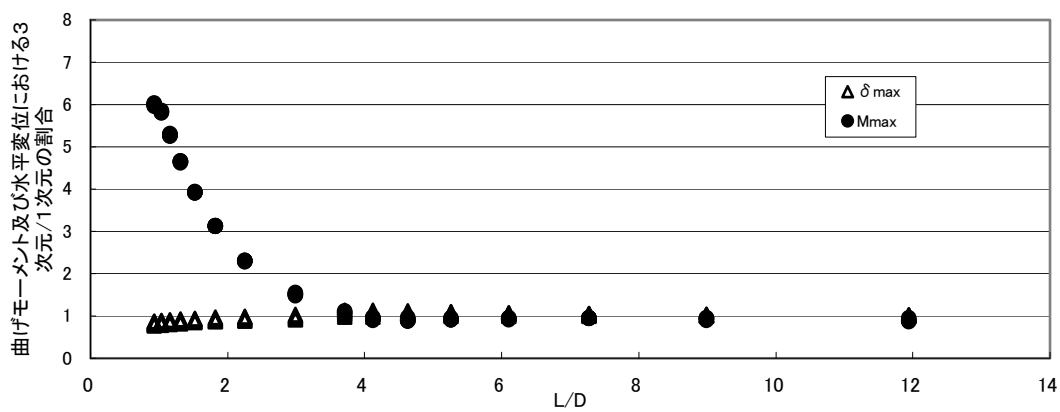


図 84 L/D と 3 次元／1 次元の割合との関係

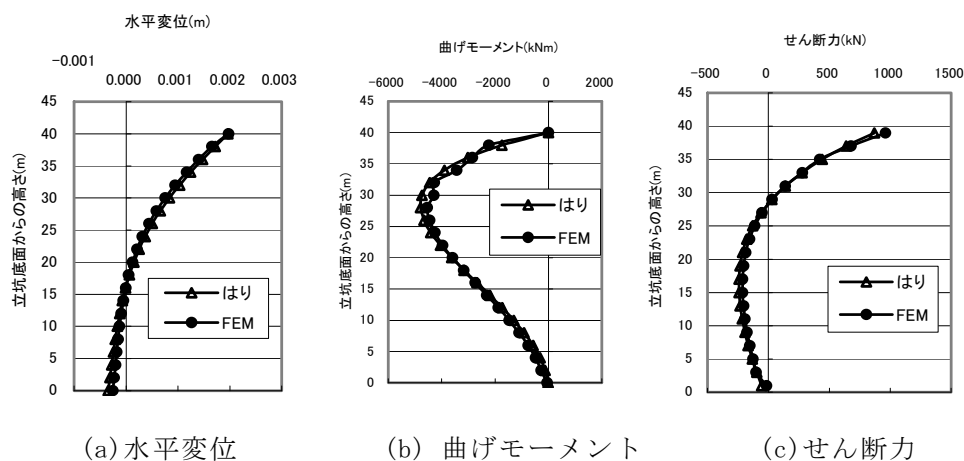


図 85 水平変位, 曲げモーメントおよびせん断力 ($\beta L=2.17, L=40\text{m}, D=6.55\text{m}, N$ 値=10)

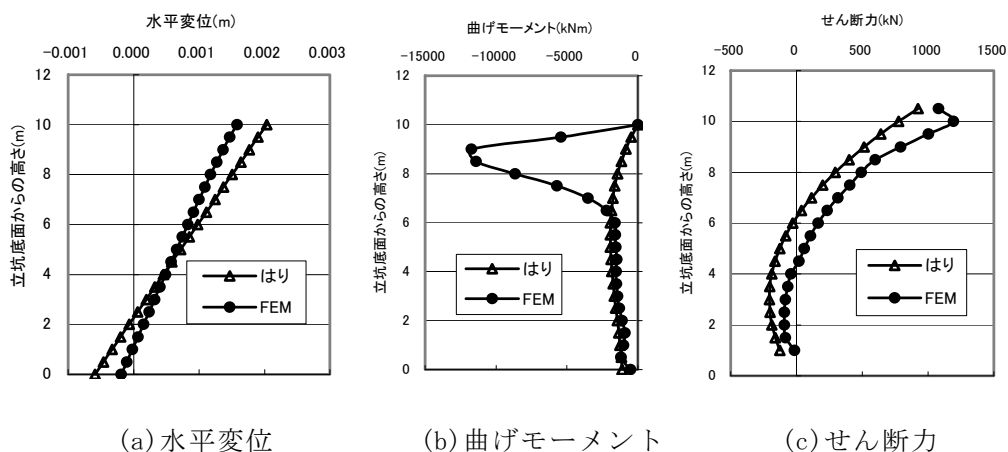


図 86 水平変位, 曲げモーメントおよびせん断力 ($\beta L=0.46, L=10\text{m}, D=9.70\text{m}, N$ 値=10)

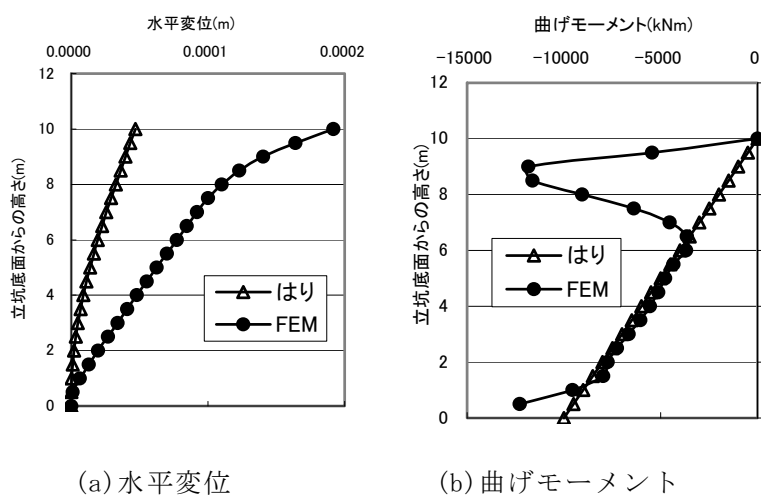


図 87 水平変位, 曲げモーメントおよびせん断力 ($L/D=10.3, L=10\text{m}, D=9.70\text{m},$ 下端固定)

4.3 応答変位法を用いるための地震荷重の評価

4.3.1 解析モデルへの地震荷重の設定

(1) 地震荷重の作用のさせ方

一般的な地震時荷重の作用のさせ方を図 88 に示す. 一般的な地震時荷重としては, 地震時土圧, 地震時周面せん断力および慣性力がある. これらの荷重を作用させて立坑に生じる地震時断面力を算出する. 一方, 1 次元梁モデルの場合では, 図 89 および図 90 に示すように, 地震時土圧と慣性力は軸直角方向に作用させることができる. 地震時土圧は, 地震時地盤変位に地盤ばねを乗じて評価できるため, 地震時地盤変位を荷重として与えても同じになる. しかし, 地震時周面せん断力は, 軸方向に互いに反対方向の荷重を作用させる必要があるため, 解析上の工夫が必要となる. 地震時周面せん断力を 1 次元梁モデルへの評価する方法について以下に述べる.

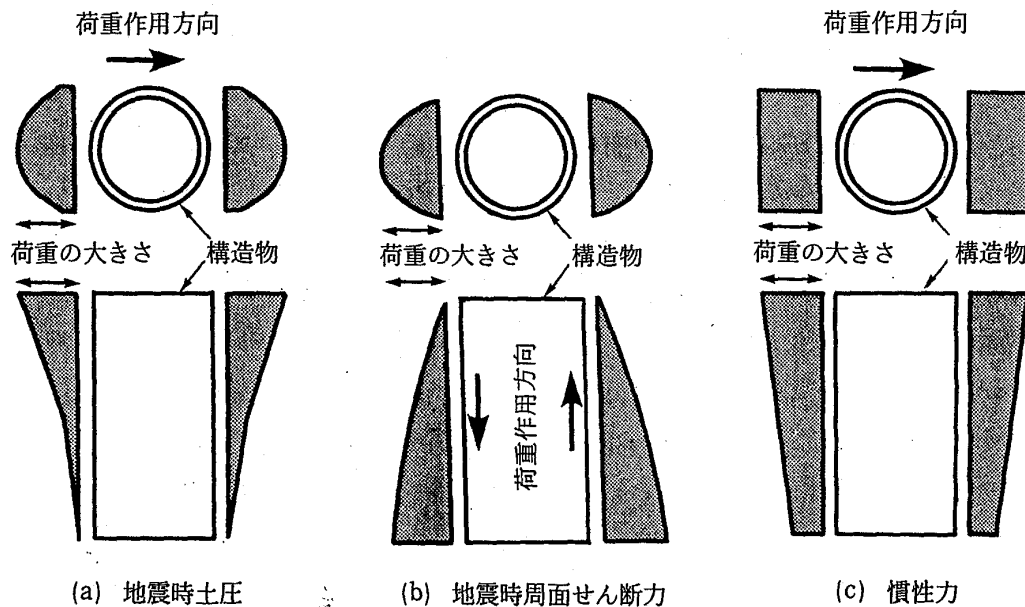


図 88 地震荷重の作用のさせ方³⁾

(2) 地震時周面せん断力の 1 次元梁モデルへの反映方法

地震時周面せん断力は, 次式で算出される.

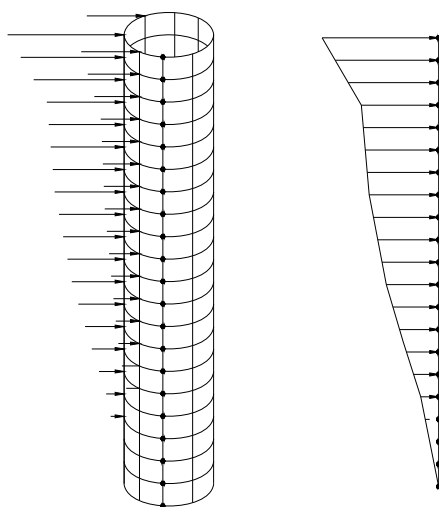
$$\tau(z) = G_D \cdot \frac{du(z)}{dz} \dots \dots (4.9)$$

ここに, $\tau(z)$: 深さ z における単位面積当りの地震時周面せん断力 (kN/m^2), G_D : 表層地盤のせん断変形係数 (kN/m^2), $u(z)$: 地表面からの深さ z における相対変位 (m)

3次元 FEM モデルにおいて, 周面せん断力は, 図 91 に示すように地震荷重として作用する. これを 1 次元梁モデルへ反映させるために周面せん断力を次式に示すように偶力モーメントとして評価する.

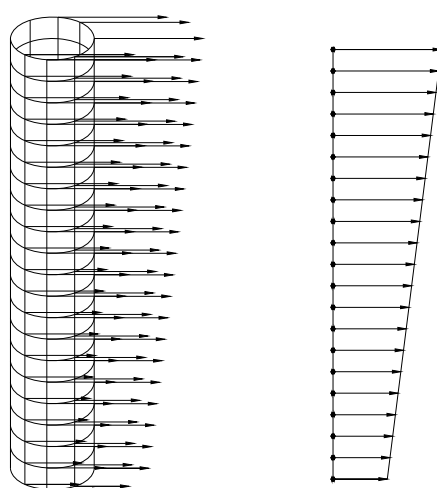
$$M_z = \sum \tau_i \cdot A_i \cdot D \cdot \sin(90 - \theta_i) = \sum \tau_i \cdot A_i \cdot D \cdot \cos \theta_i \cdots \cdots (4.10)$$

ここに, M_z : 深さ z における地震時周面せん断力による偶力モーメント (kNm), τ_i : 深さ z における i 地点での単位面積当りの地震時周面せん断力 (kN/m²), A_i : 構造物の i 分割された単位面積 (m²), D : 構造物の直径 (m), θ_i : i 地点での分割角度 (rad) (図 92)



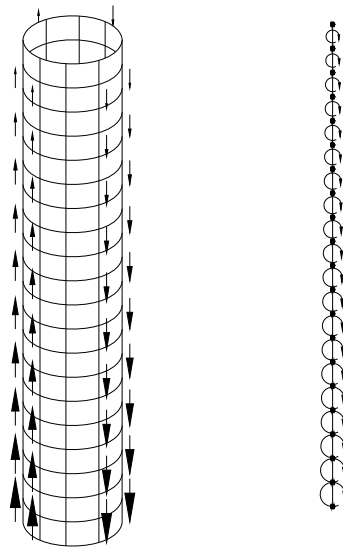
(3次元 FEM モデル) (1次元梁モデル)

図 89 地震時土圧の作用のさせ方



(3次元 FEM モデル) (1次元梁モデル)

図 90 慣性力の作用のさせ方



(3次元 FEM モデル) (1次元梁モデル)

図 91 周面せん断力の作用のさせ方

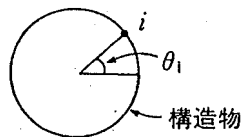


図 92 分割角度の設定方法

4.3.2 数値解析による比較

(1) 検討モデル

1次元梁モデルによる骨組解析の妥当性を検証するため、3次元 FEM モデルによる FEM 解析を行い、両者の解析結果の比較を行った。立坑の構造仕様を表 21 に、解析に用いた構造物および周辺地盤の物理定数を表 22 に示す。地盤ばねについては、4.2.3 地盤ばねの設定に準ずる。

(2) 地震荷重

地震時土圧については、図 93 に示す地震動の時刻歴波形を用いて、1次元重複反射理論により求めた地盤の応答変位に地盤のばねを乗じて立坑に作用させる静的荷重とする。地震時周面せん断力については、1次元重複反射理論により求めた地盤の応答変位の層間勾配にせん断弾性係数を乗じた荷重を用いる。慣性力については、構造物の質量に地震時の地盤加速度を乗じた値とする。地震時の地盤加速度は、構造物質量が位置する深度における1次元重複反射理論により求めた地盤加速度を用いる。

表 21 立坑の形状仕様（単位：m）

| 高さ | 外径 | 側厚 | 底版厚 |
|------|------|-------|-----|
| 40.0 | 6.55 | 0.275 | 2.0 |

表 22 解析に用いた物理定数

| 物理定数 | 記号 | 単位 | 構造物 | 周辺地盤 | |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|-----------|-----|
| 材質 | — | — | コンクリート | 表層(厚 40m) | 基盤層 |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 | 17 | 20 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 | — | — |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 | — | — |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 | — | — |
| ポアソン比 | ν | — | 0.2 | 0.45 | — |
| N 値 | N | — | — | 5, 10 | 50 |

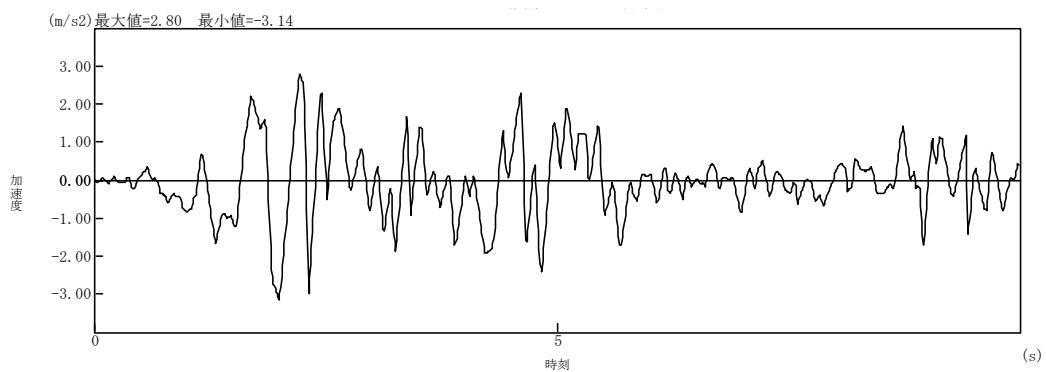
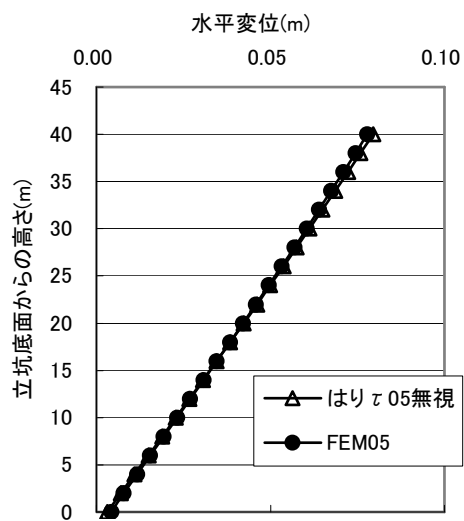


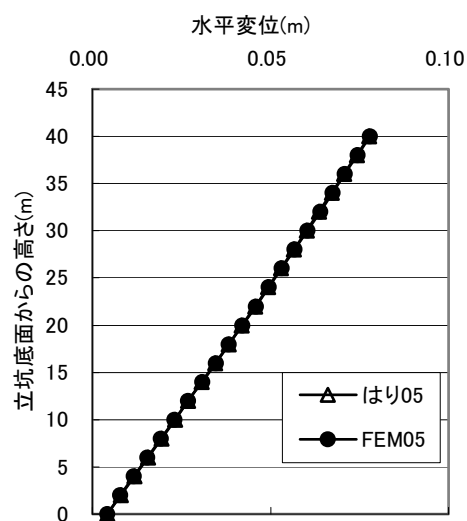
図 93 地震動の加速度時刻歴波形

(3)解析結果

解析結果を、水平変位、曲げモーメントおよびせん断力に関して、図 94～図 99 に示す。表層地盤の N 値が 5 の場合を図 94～図 96 に、N 値が 10 の場合を図 97～図 99 に示す。1 次元梁モデルにおいて周面せん断力を無視した場合と考慮した場合とを併記している。これより、水平変位に関しては、周面せん断力の考慮の有無に拘わらず、ほぼ同じ結果である。一方、曲げモーメントおよびせん断力においては周面せん断力を考慮したほうがよく一致する。この一致する傾向は N 値が 5 よりも 10 のほうが強い。なお、ここには明示していないが、N 値が 15 や 20 の場合においてもほぼ一致する。したがって、従来地盤変位による荷重を作用させるだけの 1 次元梁モデルでは、せん断力の影響が評価されていないので応答値を過小評価していることになる。一方、上述の周面せん断力を偶力モーメントとして評価した場合では、3 次元 FEM モデルの結果と非常によく一致している。よって、1 次元梁モデルを用いる場合、地盤変位、慣性力に加えて、周面せん断力を偶力モーメントとして評価することにより立坑のような鉛直地下構造物の静的解析が 3 次元解析と同様な結果を得ることができる。

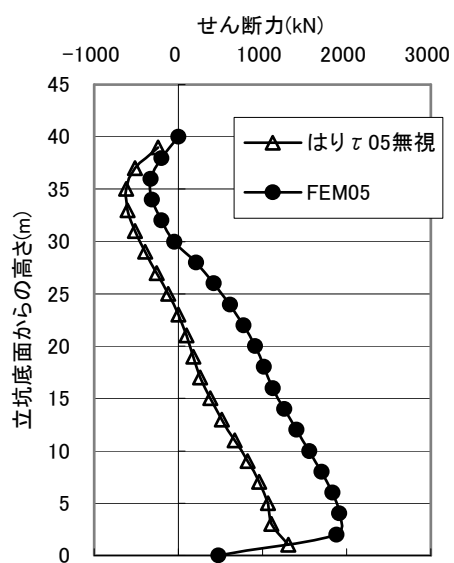


(a) はりモデル 周面せん断力無視

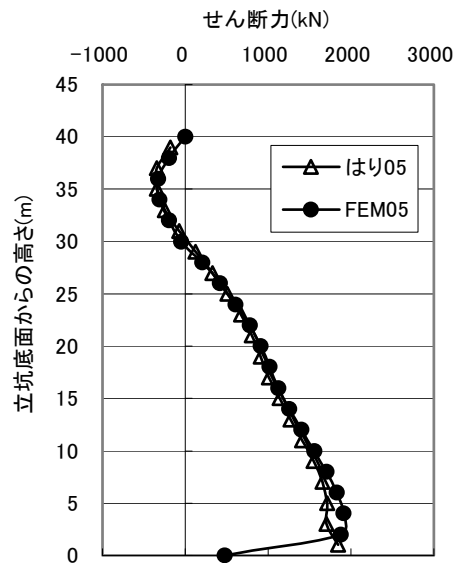


(b) はりモデル 周面せん断力考慮

図 94 水平変位 (N 値 5 の場合)

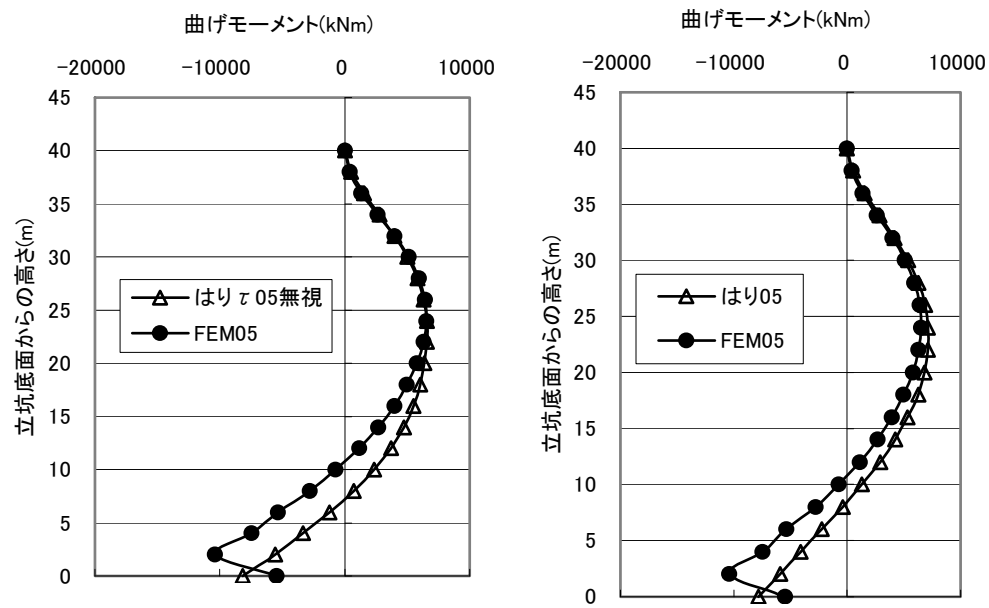


(a) はりモデル 周面せん断力無視

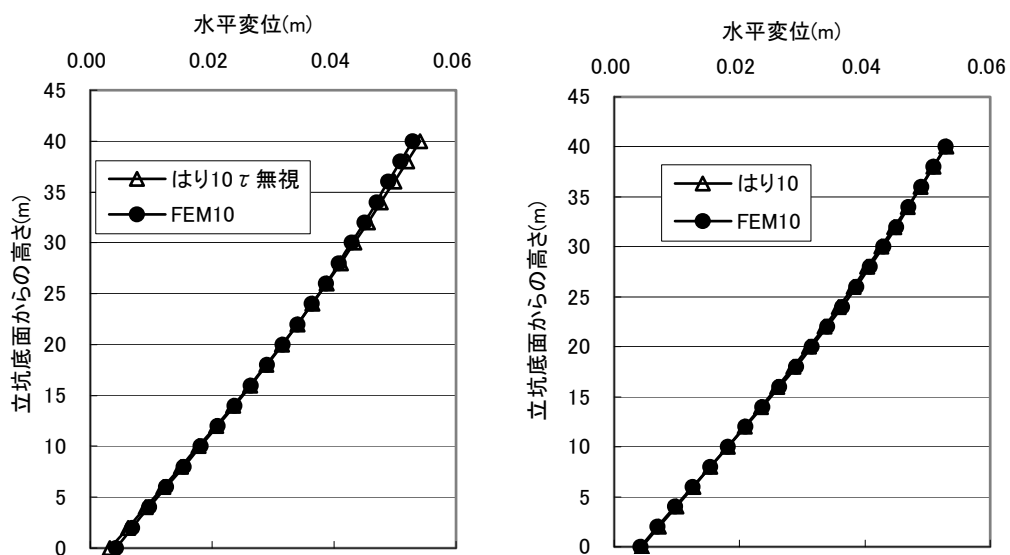


(b) はりモデル 周面せん断力考慮

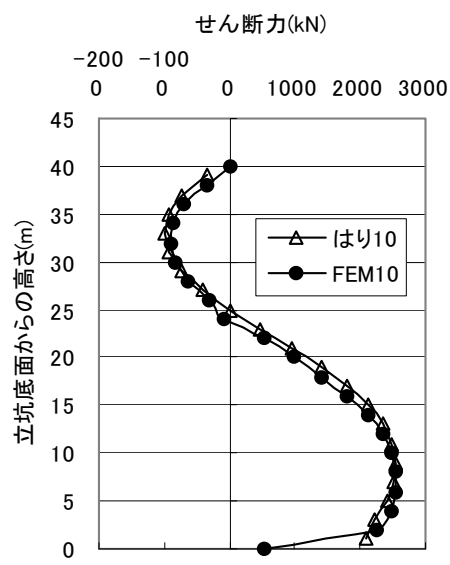
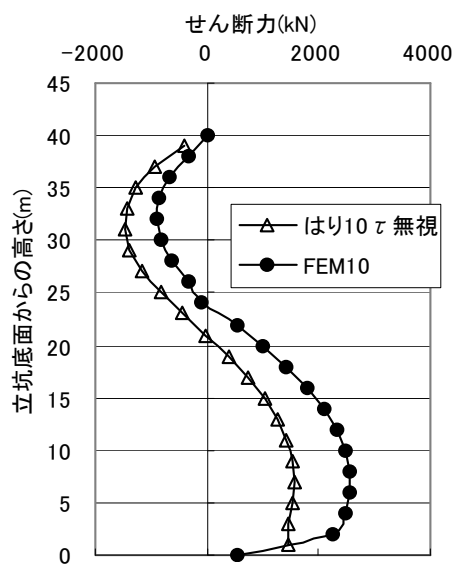
図 95 せん断力図 (N 値 5 の場合)



(a) はりモデル 周面せん断力無視 (b) はりモデル 周面せん断力考慮
 図 96 曲げモーメント図 (N 値 5 の場合)



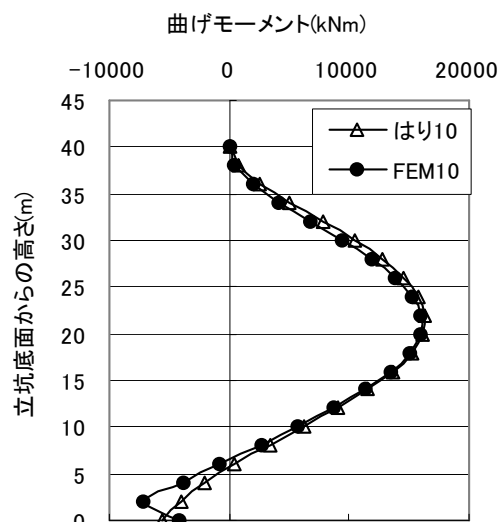
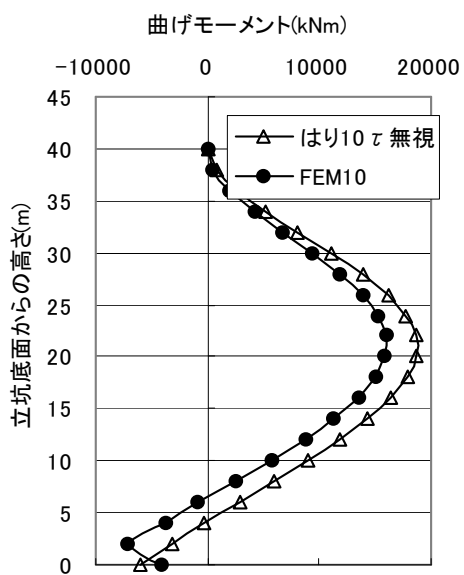
(a) はりモデル 周面せん断力無視 (b) はりモデル 周面せん断力考慮
 図 97 水平変位図 (N 値 10 の場合)



(a) はりモデル 周面せん断力無視

(b) はりモデル 周面せん断力考慮

図 98 せん断力図 (N 値 10 の場合)



(a) はりモデル 周面せん断力無視

(b) はりモデル 周面せん断力考慮

図 99 曲げモーメント図 (N 値 10 の場合)

4.4 まとめ

立坑を 3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁モデルで解析した相互を比較し、応答変位法を用いた解析も実施した。得られた知見を以下にまとめる。

1) 3 次元構造物の立坑を 1 次元梁モデルとして解析する場合、その適用範囲は、地盤の特性値 β 、立坑の高さ L および立坑の外径 D で表現することができる。今回解析した結果から判断すると、 $\beta L > 2, L/D > 4$ となる。

2) 応答変位法を用いるための地震荷重は、地盤時土圧、慣性力および地震時周面せん断力がある。地震時土圧は地震時地盤変位に地盤ばねを乗じて評価できるため、地震時地盤変位を荷重として与えても同じになる。しかし、地震時周面せん断力は、軸方向に互いに反対方向の荷重を作用させる必要があるため、解析上の工夫として 1 次元梁モデルに適用する場合、周面せん断力を軸方向に互いに反対方向の荷重を作用させる代わりに偶力モーメントとして作用させると、3 次元解析と同様な結果が得られる。

下水道の施設として現場打ちのマンホールや立坑が構築されることが多いが、それらは 1 次元梁モデルで設計されることが多い。しかし、その適用範囲は明確ではないので、本章での成果が 1 次元梁モデルへの適用の目安の一つになると考えられる。また、耐震設計に関しても従来、地盤変位による荷重のみしか考慮されていないが、周面せん断力も考慮しないと設計上断面力を過小評価するおそれがあることが判明した。

第4章の参考文献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書 IV 下部構造編, 2002. 3
- 2) 日本下水道協会；下水道施設耐震計算例－管路施設編－, 2001. 4
- 3) 建設省土木研究所；大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 1992. 3
- 4) 日本トンネル技術協会；電力用立坑の性能照査型設計の手引き, 2002. 1
- 5) 日本道路協会；鋼管矢板基礎設計施工便覧, 平成 9 年
- 6) 川島一彦, 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994
- 7) 國近光生, 佐藤忠信：応答変位法における 3 次元立坑構造物の 1 次元梁モデルへの適用, 第 48 回地盤工学会シンポジウム, 2003 年 11 月.
- 8) 土木学会関西支部：関西における地下空間の活用と技術, 平成 6 年 8 月
- 9) 土木学会関西支部：シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン（案）, 平成 13 年 9 月
- 10) 流域下水道管路施設耐震設計指針（案）、奈良県流域下水道事務所、平成 11 年 3 月
- 11) 下水道耐震設計指針（シールド管路編）－設計編－、神戸市建設局下水道河川部、平成 10 年 3 月
- 12) 東京都下水道サービス：下水道施設耐震構造指針（管路施設偏）, 平成 14 年 4 月
- 13) 日本トンネル技術協会：電力用立坑の性能照査型設計手引き, 2002 年 1 月
- 14) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441 / I - 18, pp157-pp166, 1992 年 1 月
- 15) 許斐信三：地盤変位を考慮した杭の耐震設計, 基礎工, pp48-52, 2002. 2
- 16) 立石章：静的 FEM を用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究, 土木学会論文集, No.519/ I - 32, pp139-pp148, 1995. 7
- 17) 塩井幸武：鋼管矢板井筒の設計, 基礎工, pp6-pp19, 1980. 8
- 18) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と開設 1997 年版, 平成 9 年 9 月
- 19) 日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント, 2001.

第5章 不連続円筒坑の1次元梁ばねモデルの構築

5.1 はじめに

下水道施設における組立式マンホールを耐震設計する場合、従来はマンホールを単一の剛体としてモデル化し、地盤の相対変位に地盤の地盤ばねを乗じて荷重として作用させて躯体の断面力を求めていた。しかし、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震を考慮した指針の改訂に伴い、マンホールを弾性体とし、地盤ばねに支承された梁ばねモデルとして骨組計算する手法に変更された。さらに、実際の組立式マンホールの継手構造に着目し、継手の可とう性を考慮した設計が行われている。その継手は多様であるため、この多様な継手の変形性能を適切に評価する方法として、継手をばねとして評価する方法を採用している。組立式マンホールを部材間に回転ばねとせん断ばねを有する継手で連結されている梁としてモデル化し、この梁ばねモデルに、地盤の相対変位を地盤の水平ばねを介して強制変位として作用させ、継手部や部材に発生する断面力を求める設計が行われている。組立式マンホールのようなRCリングと継手の組み合わせによる不連続な円筒立坑（以下、「輪切立坑」という）は、現場打ちマンホールのような剛性一様な立坑（以下、「連続立坑」という）と違い、変形性能が高く各部材に発生する断面力が小さくなる。そのため大規模地震を想定した立坑の設計時において部材力が過大に大きくなることを防ぐことができると考えられる。しかしながら、輪切立坑の設計方法は確立されているとはいえない状況であり、輪切立坑の有用性について検証を行うとともに実務を考慮した設計方法を確立する必要がある。一方、連続立坑では、立坑の外径と水平地盤反力係数ならびに立坑の曲げ剛性の関係が規定される地盤の特性値と立坑の高さとの関係から3次元鉛直地下構造物である立坑を1次元梁系としてモデル化できる範囲を容易に求めることができる。しかし、輪切立坑のように不連続な構造の場合、1次元梁ばね系にモデル化による範囲は明確ではない。そこで、本章では、3次元FEM解析を行い、輪切立坑の有用性を確認し、つぎに実務レベルでの設計手法として1次元梁ばねモデルによる解析が適切に行えるか検証する。

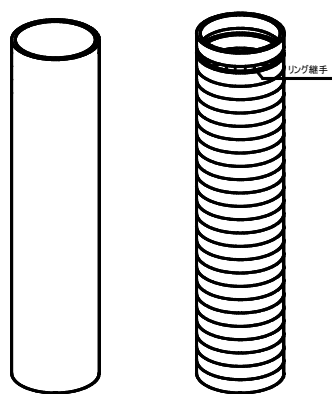
5.2 立坑の1次元梁ばねへのモデル化

5.2.1 モデル化の概要

まず、輪切立坑において円筒リングを梁とし、リング継手部を回転ばねとせん断ばねで評価した1次元梁ばねモデルを設定する。次に、輪切立坑を1次元梁ばね系にモデル化したものと、3次元FEMでモデル化した輪切立坑について同一地盤および荷重条件下で解析を行い、解析結果を比較することにより1次元梁ばねモデルの妥当性を検証する。さらに、応答変位法を用いて3次元解析と1次元解析の比較を行う。

5.2.2 解析対象およびモデル

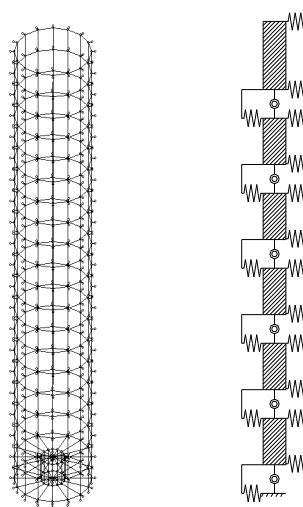
通常の連続体の立坑である“連続立坑”と、リング間をリング継手で連結した不連続な立坑である“輪切立坑”を図 100 に示す。



連続立坑 輪切立坑

図 100 立坑構造物

解析に用いた 3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁ばねモデルを図 101 に示す。3 次元 FEM モデルについては、円筒リングを平面版要素で、底版部はソリッド要素で分割して近似し、周辺地盤を地盤ばねで評価する。円筒リングを連結するリング継手は軸方向・軸直角方向・軸回転方向の合計 6 方向のばねで評価する。また、地盤ばねは、立坑側面に対しては法線および接線方向に、立坑底面に対しては鉛直およびせん断方向に配置する。なお、地盤ばねは圧縮力が作用したときにのみ働き、引張力が生じたときは荷重を伝達しないとする。



3 次元 FEM モデル 1 次元梁ばねモデル

図 101 解析モデル

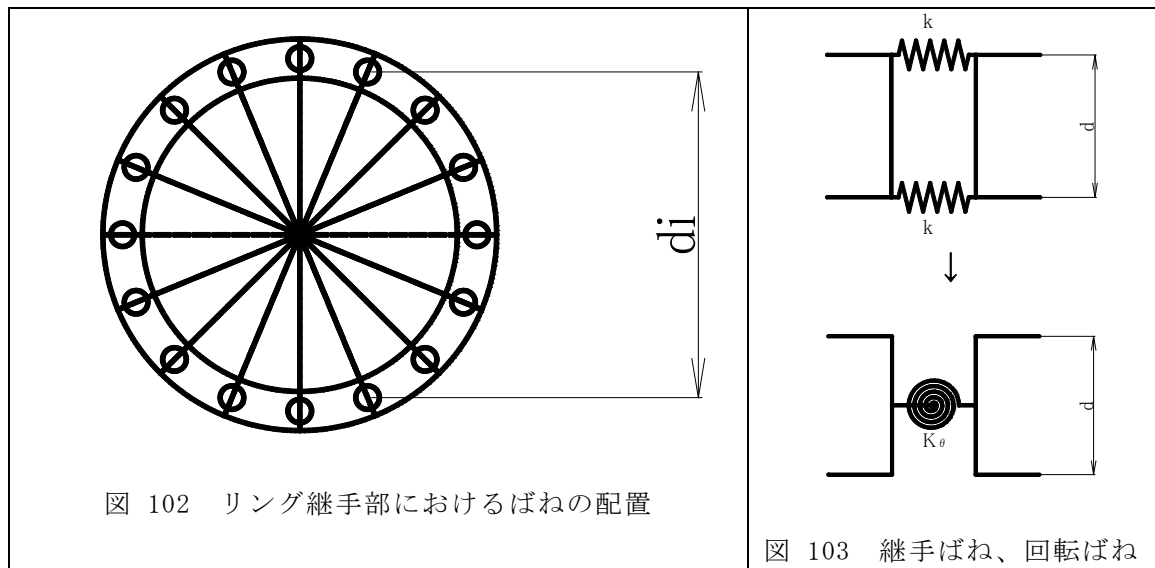
一方, 1次元梁ばねモデルについては, 円筒リング間を回転ばねとせん断ばねを有する継手で連結されている梁要素として評価し, 周辺地盤を地盤ばねで評価する. 回転ばねの算出を以下に述べる. リング継手部におけるばねが図 102 に示すとおり配置されているとする. その場合に, 図 103 の左側に示すように, 両端にばね定数 k の一対のばねがある状態を考える. これを図 103 の右側のようにばね定数 K_θ の等価な回転ばね定数で置き換えるとき, K_θ と k の関係は次式で与えられる.

$$K_\theta = \frac{k \cdot d_i^2}{2} \dots\dots\dots (5.1)$$

したがって, 各 d_i での一対のばねを考慮すると, リング継手を 1 つの回転ばねで置き換えたときの回転ばね定数 K_θ は, 以下のようになる.

$$K_\theta = \frac{k}{2} \cdot \sum d_i^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

なお, 最初の段階では, “ばね” は線形モデルを採用するが, 後に実務設計レベルに対処できるように非線形モデルを採り挙げる.



5.2.3 等価曲げ剛性および曲げ剛性の有効率

通常、立坑の解析では、梁として評価するのが一般的であるため、輪切立坑をリング継手の影響を考慮した等価な連続立坑としてモデル化できれば、簡易なモデルとしての梁ばねモデルへの展開が図れる。輪切立坑の等価曲げ剛性は、円筒リング本体の曲げ剛性 EI とリング継手部の回転ばね定数 $K\theta$ から次式より算出する。これは、リング部材のばね剛性 (EI/L) とリング継手のばね剛性 $(K\theta)$ の直列ばねの重ね合わせから算出した。これは西野ら¹⁾によるシールドトンネル縦断方向の曲げ剛性の評価に用いられている。これは、等価な曲げ剛性を有する部材に発生する曲げモーメントがリング継手部および円筒リングにそれぞれ等しく作用するとした場合の回転角の合計から算出されたものである。

$$(EI)_{eq} = \frac{K\theta}{K\theta + \frac{EI}{L}} \cdot EI \dots\dots (5.3)$$

ここに、 E ：リングのヤング係数、 I ：リングの断面二次モーメント、 L ：1リングの長さ(m)、 $K\theta$ ：リング継手部の回転ばね定数

また、リング間に継手のない一様連続なリングと考えたときの軸方向の曲げ剛性 EI と、等価な曲げ剛 $(EI)_{eq}$ との比をとった曲げ剛性の有効率 η を次式に定義し、以後の検討に用いる。

$$\eta = \frac{(EI)_{eq}}{EI} \dots\dots (5.4)$$

5.3 立坑の1次元梁ばねモデルの構築

5.3.1 1次元梁ばねモデルの概要

連続立坑では、3次元立坑構造物を1次元梁モデルで表現する場合、地盤の特性値 β 、立坑の高さ L および立坑の外径 D の関係から適用範囲を求めることができることを前節で示した。この中で、地盤の特性値 β は、次式で表現される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4EI}} \dots\dots (5.5)$$

ここに、 kh ：水平方向地盤反力係数、 D ：立坑の外径、 EI ：立坑の曲げ剛性

この式に用いられている立坑の曲げ剛性 EI の代わりに、等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ を代入し、

輪切立坑における地盤の等価特性値 β_{eq} を定義する. すなわち,

$$\beta_{eq} = \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4(EI)_{eq}}} \dots\dots (5.6)$$

ここに, kh : 水平方向地盤反力係数, D : 立坑の外径, $(EI)_{eq}$: 立坑の等価曲げ剛性

これを用いて 1 次元梁ばねモデルへの適用性を検証するために 3 次元 FEM モデルと 1 次元梁ばねモデルの比較解析を試みる. まず, 連続立坑の場合と比較するためにリング継手のばね定数を大きくし連続立坑と等価な立坑を設定して解析を実施する. それを踏まえて輪切立坑に関して適用範囲を検証する.

5.3.2 立坑モデルおよび荷重の設定

表 23 に示すように解析対象の構造物を 12 (=4×3) タイプの立坑を想定する. また, 表 24 に示すようにリング間の軸方向ばね定数を 4 種類設定する. 図 104 に示すように荷重条件としては立坑の最上部に $P = 1000\text{kN}$ の荷重を作用させる.

表 23 解析モデル(単位: m)

| Type | 外径 | 側厚 | 高さ | 分割高 | 底版厚 |
|-------|-------|-------|--------------------------|-------------|-------------|
| | D | t | L | B | F |
| Type1 | 4.45 | 0.225 | Type 毎に 10, 20, 40 | 高さの 1/20 | 高さの 1/20 |
| Type2 | 6.55 | 0.275 | | | |
| Type3 | 8.65 | 0.325 | | | |
| Type4 | 10.80 | 0.400 | | | |

表 24 リング間の軸方向のばね定数一覧表

| ケース | 軸方向ばね定数 (kN/m) | 軸直角方向ばね定数 (kN/m) | 軸回転方向ばね定数 (kNm/rad) |
|-------|-------------------|---------------------|------------------------|
| Case① | 1.0×10^9 | 1.0×10^9 | 1.0×10^9 |
| Case② | 1.0×10^5 | 1.0×10^9 | 1.0×10^5 |
| Case③ | 1.0×10^6 | | |
| Case④ | 1.0×10^7 | | |

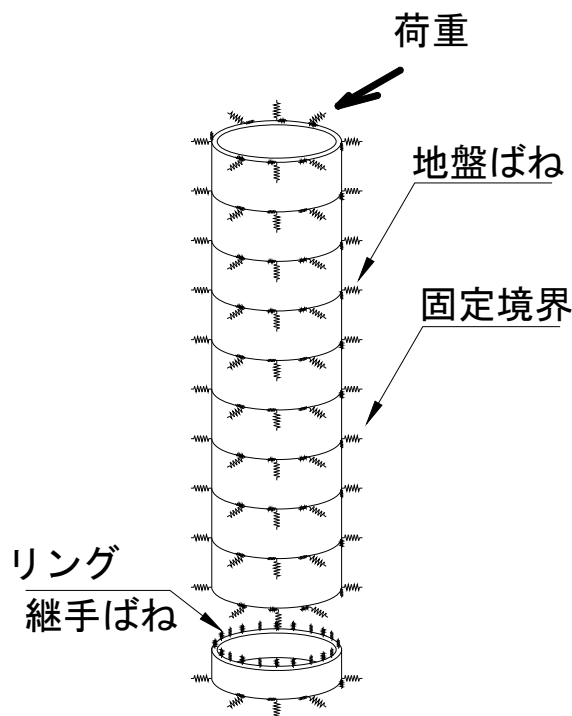


図 104 荷重作用モデル（3次元立坑の場合）

5.3.3 周辺地盤ばねの設定

周辺地盤として、 N 値が、10, 20, 30 の 3 パターンの一様地盤を考え、立坑底版では N 値が 50 とし、その効果を地盤ばねにより表現する。また、立坑側面および低版の地盤のばね係数は、「下水道施設耐震計算例－管路施設編－²⁾」を参考に設定した。具体的には、4.2.3 地盤ばねの設定において記述している。但し、地盤ばねは圧縮力が作用したときのみ働き、引張力が生じたときは荷重を伝達しないとしたため、1次元梁モデルの立坑側面の水平方向地盤ばね係数は、 $K_h = k_h \cdot B$ である。

5.3.4 解析結果および考察

まず、連続立坑との比較を行うため、表 24 の Case①に示す継手ばね定数を大きく設定し、連続立坑の構造に近づけた時の立坑 12 タイプ×地盤 3 パターンの 36 ケースで行った結果を図 105 および図 106 に示す。この結果から 3次元 FEM モデルを 1次元梁ばねモデルで表現できるための適用範囲は、 $\beta_{eq}L > 1.5 \sim 2$, $L/D > 3 \sim 4$ となり、前章での連続立坑の場合とほぼ同様な結果である。つぎに、輪切立坑に関して 3次元 FEM モデルと 1次元梁ばねモデルとの比較解析を行った。解析ケースとしては、立坑 12 タイプ×地盤 3 パターン×リング

軸方向 3 パターン (Case②～Case④) の 108 ケースである。3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁ばねモデルでの最大曲げモーメント M_{\max} および最大水平変位 δ_{\max} の割合と、 η 、 $\beta_{eq}L$ ならびに L/D との関係を図 107～図 114 に示す。なお、 β_{eq} は輪切立坑における地盤の特性値、 L は立坑の高さを、 D は立坑の外径、 η は曲げ剛性の有効率である。最大水平変位および最大曲げモーメントに関して図 107～図 112 から $\beta_{eq}L > 2$ 、 $L/D > 3$ では両者の割合がほぼ 1.0 に近づく。ここで、 $\beta_{eq}L = 9.22$ 、 $L/D = 8.99$ 、 $\eta = 0.029$ の場合における曲げモーメント (比率 0.84) および水平変位 (比率 1.07) の分布図を図 109 および図 110 に示す。両者はいずれも分布状態は一致するが、曲げモーメントに関しては 3 次元 FEM モデル値が 1 次元梁ばねモデル値よりも多少小さい。これは FEM 要素の分割数により曲げモーメントのピークを表示できなかったことが原因と考えられる。したがって、要素分割数をより細かくすれば、曲げモーメント分布図は両者とも同じになる。一方、図 113 に示す曲げ剛性の有効率 η に関しては η が 0.1 以上では最大曲げモーメントの割合がほぼ 1.0 に近づく。そこで、 $\beta_{eq}L > 2$ 、 $L/D > 3$ とした場合の曲げ剛性の有効率 η に関してまとめると、図 115 及び図 116 のようになる。したがって、この結果から 3 次元 FEM モデルを 1 次元梁ばねモデルで表現できるための適用範囲は、多少のばらつきはあるが、 $\beta_{eq}L > 2$ 、 $L/D > 3$ および $\eta > 0.1$ となる。これより輪切立坑に関しては 3 次元 FEM モデルの 1 次元梁ばねモデルへの適用範囲は地盤の特性値、立坑の高さおよび外径との関係だけでなく曲げ剛性の有効率も含めて評価することが必要である。さらに、1 次元梁ばねモデルへの適用範囲の汎用性を持たせるには他のケースについても解析を行い、データを蓄積していく必要がある。

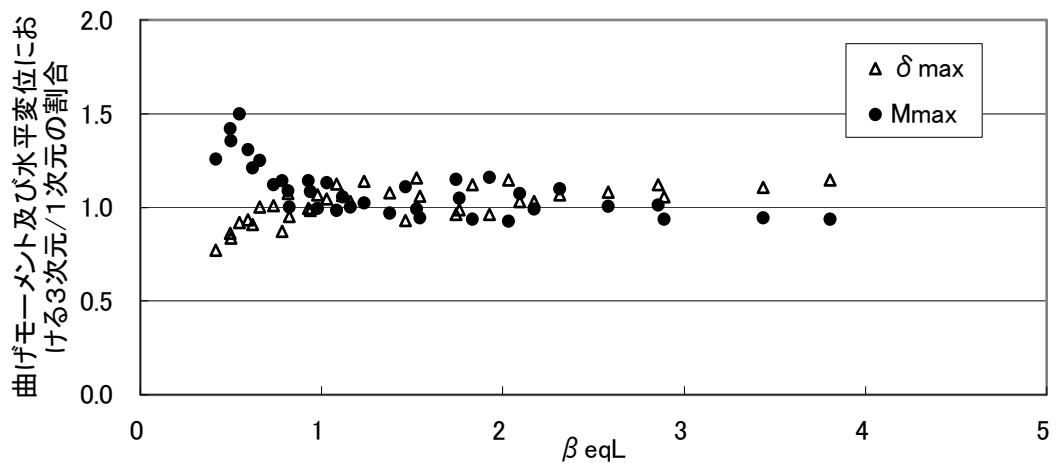


図 105 $\beta_{eq}L$ と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比および最大水平変位比

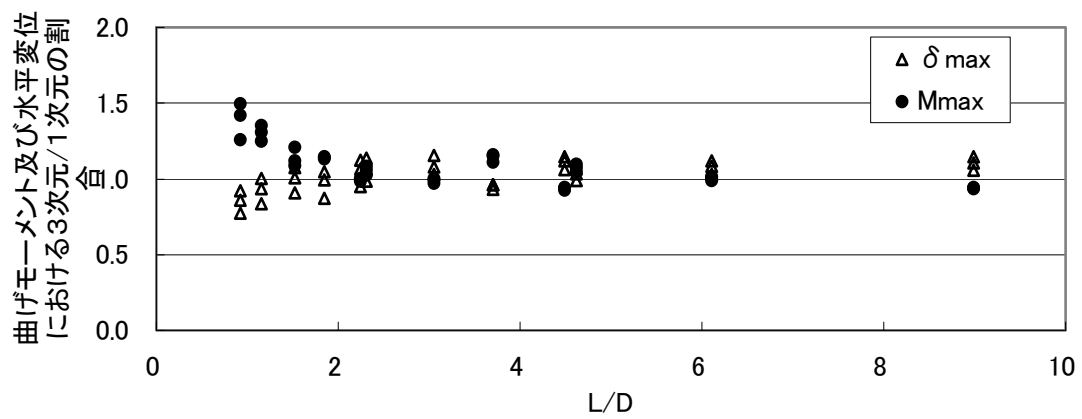


図 106 L/D と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比および最大水平変位比

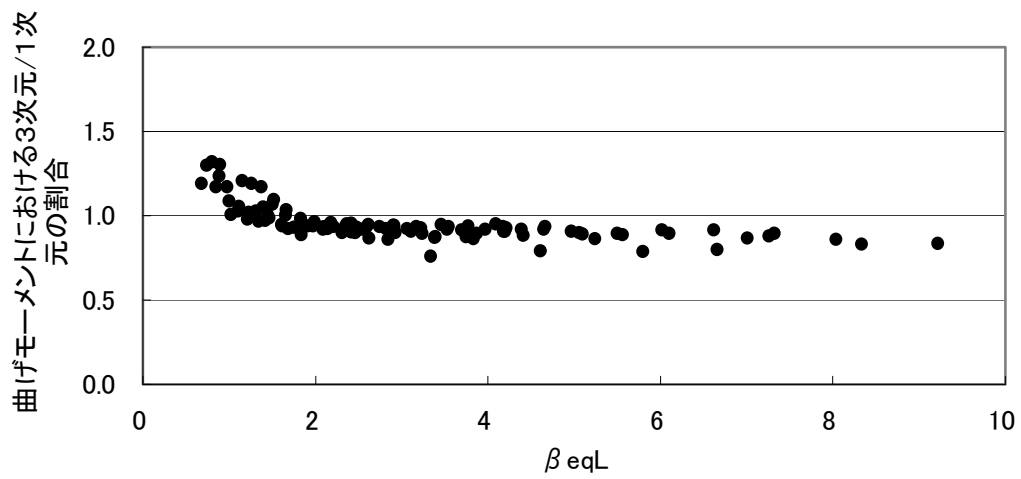


図 107 β_{eqL} と 3 次元 / 1 次元の最大曲げモーメント比

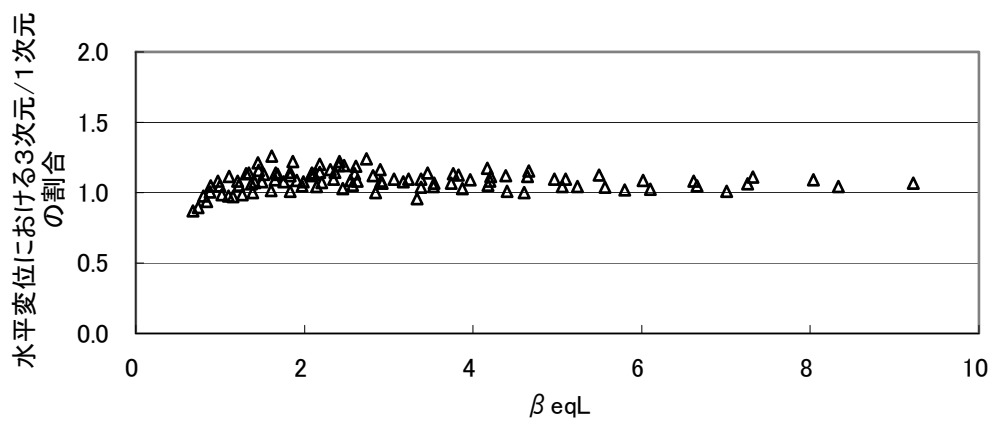


図 108 β_{eqL} と 3 次元 / 1 次元の最大水平変位比

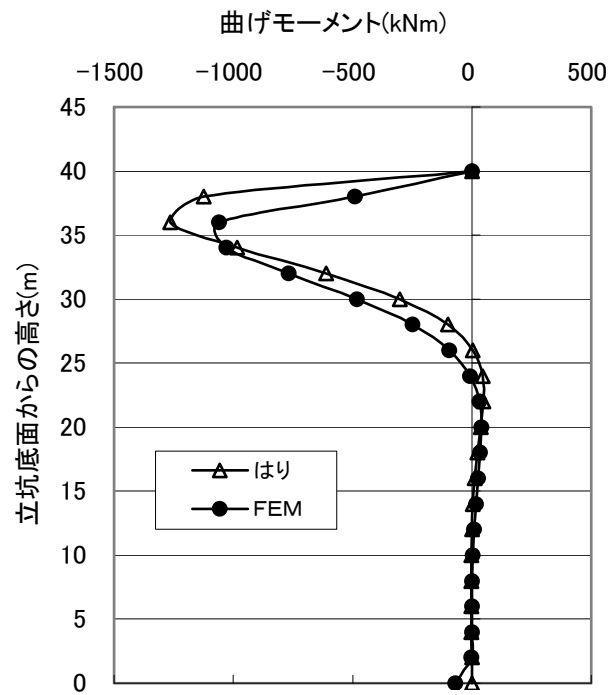


図 109 $\beta \text{ eq } L=9.22, L/D=8.99, \eta=0.029$ における曲げモーメント分布図 (比率 0.84)

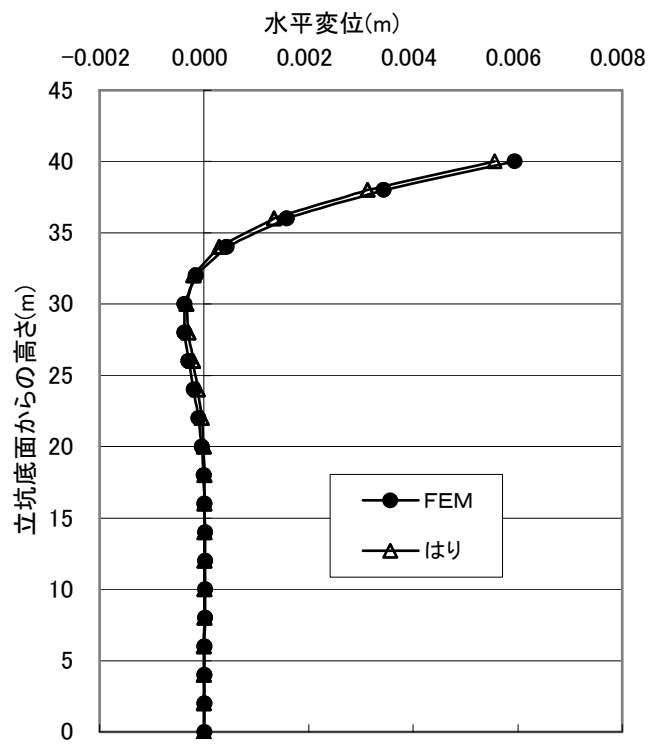


図 110 $\beta \text{ eq } L=9.22, L/D=8.99, \eta=0.029$ における水平変位分布図 (比率 1.07)

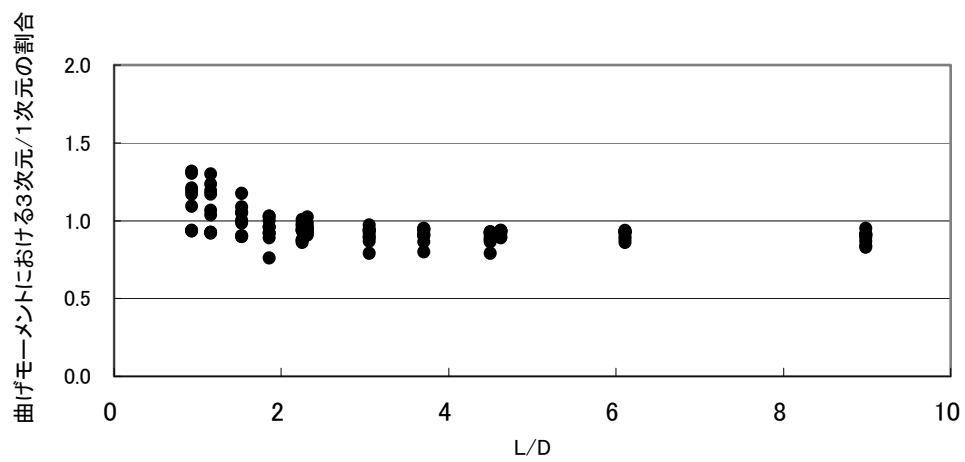


図 111 L/D と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比

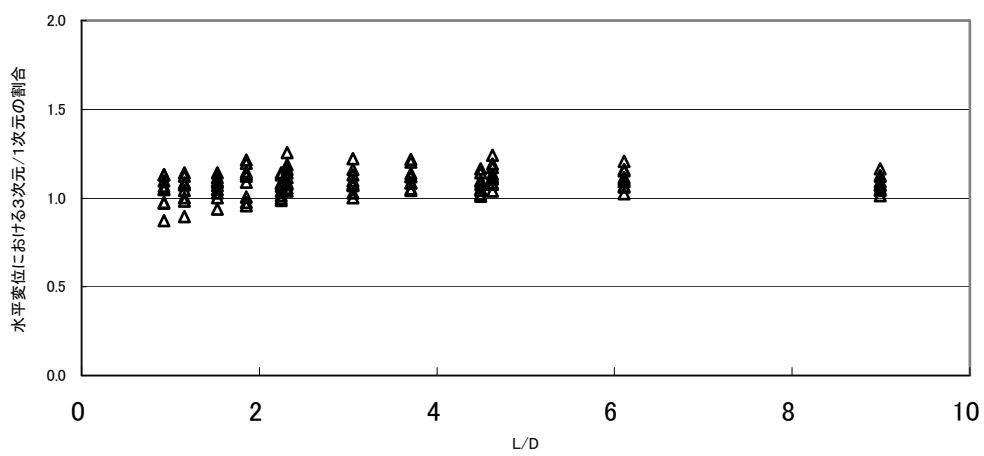


図 112 L/D と 3 次元／1 次元の最大水平変位比

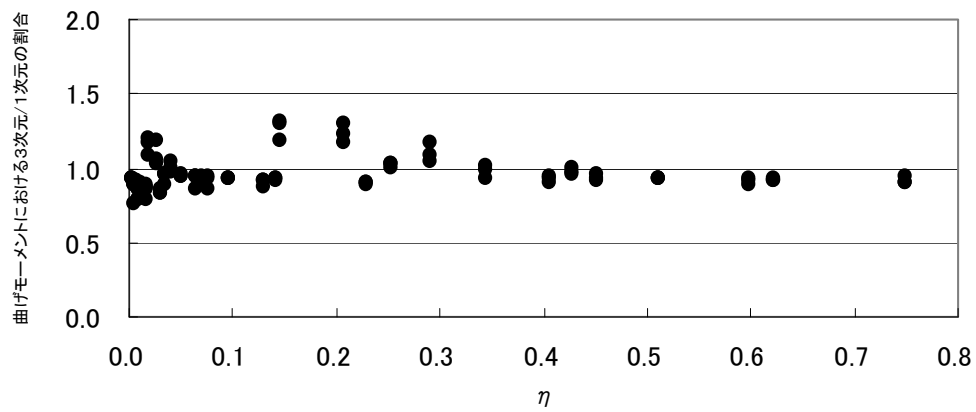


図 113 η と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比

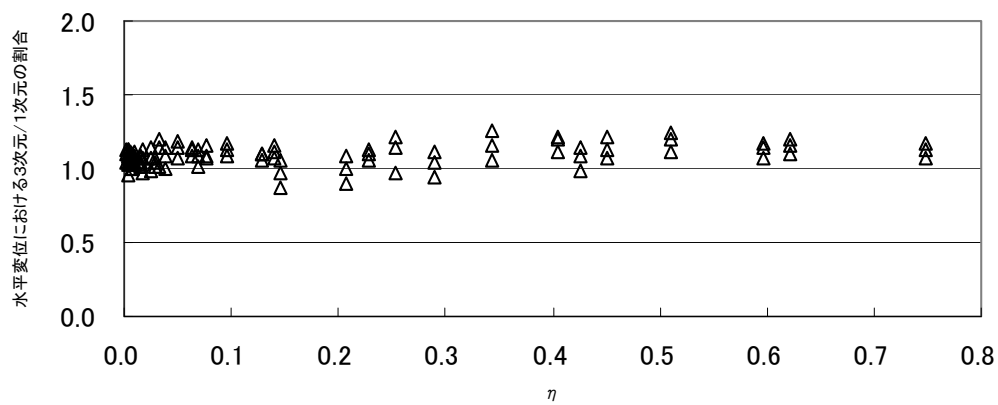


図 114 η と 3 次元／1 次元の最大水平変位比

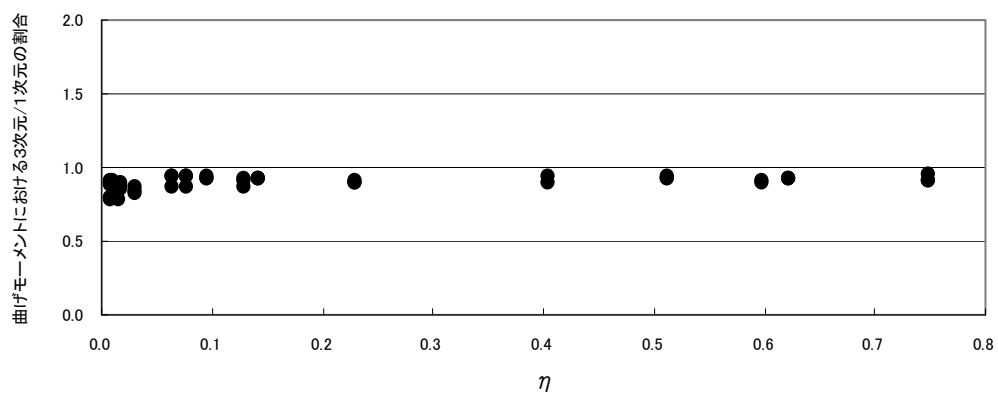


図 115 η と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比 ($\beta \text{ eq } L > 2, L/D > 3$)

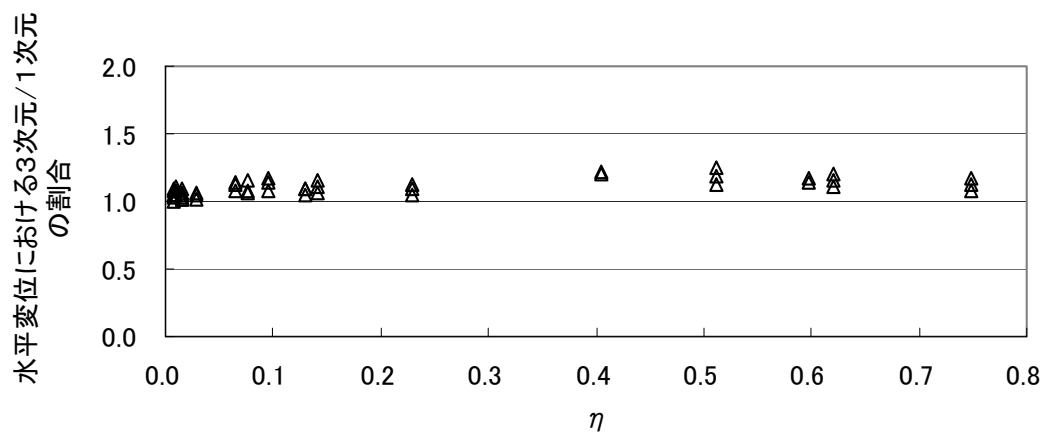


図 116 η と 3 次元／1 次元の最大水平変位比 ($\beta \text{ eq } L > 2, L/D > 3$)

5.4 リング継手の非線形性評価

5.4.1 リング継手の概要

1次元梁ばねモデルについては、円筒リング間を回転ばねとせん断ばねを有する継手で連結されている梁要素として評価し、周辺地盤を地盤ばねで評価する。前節では、リング継手のばねは線形と仮定しているが、図 117 に示すように、通常リング継手において引張が作用する場合と圧縮が作用する場合では剛性が異なるので、リング継手の非線形性あるいは非対称性を考慮して解析しなければならない。そのためには1次元梁ばねモデルにおいて、それらを考慮したリング継手の回転ばね定数を算出する必要がある。なお、図中の横軸は変位(δ)、縦軸は荷重(P)を示す。 P_y および δ_y は引張による降伏時の荷重と変位を表す。 $kt1i$ は初期引張ばね係数、 $kt2i$ は降伏時以後のばね係数、および kci は圧縮時のばね係数である。

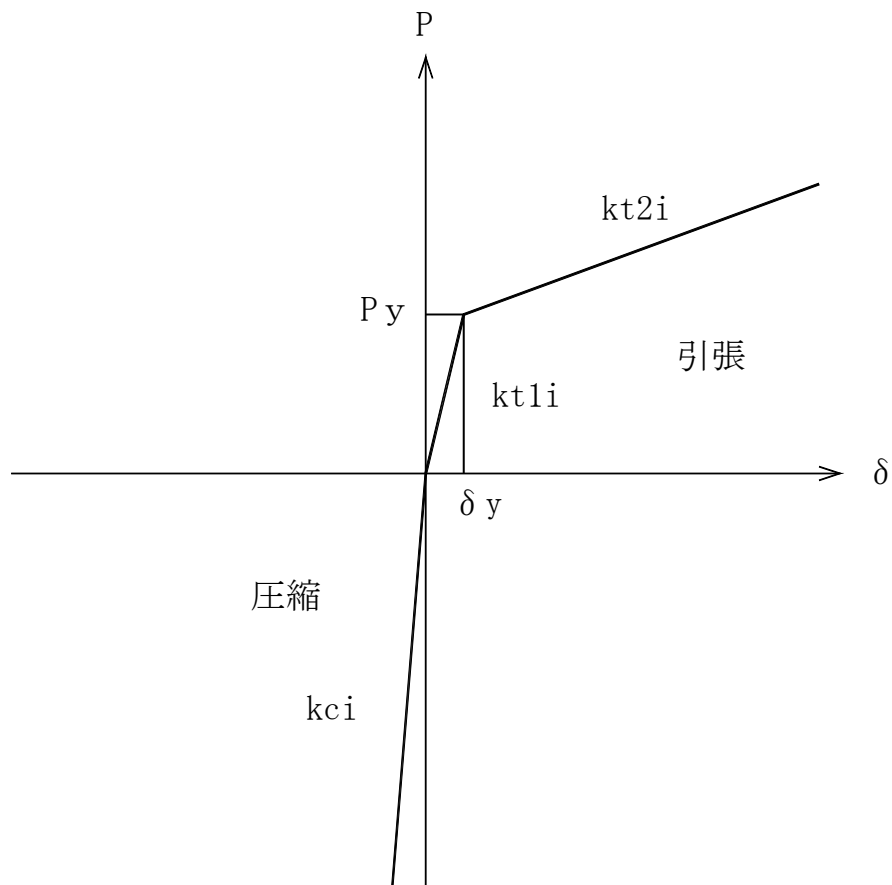


図 117 リング継手ばねの荷重変位曲線

5.4.2 リング継手の非線形性を考慮した回転ばねの評価

図 118 に示すリング継手ばねのつりあい関係から曲げモーメントと回転の関係を求める。リング継手部の回転 θ と最端部の引張部および圧縮部の変位を次式に示す。

$$\delta t = (r_{si} + x) \cdot \theta \cdots \cdots (5.7)$$

$$\delta c = (r_{si} - x) \cdot \theta \cdots \cdots (5.8)$$

個々の継手部の変位 δt_i および δc_i は中立軸 x から比例関係にあるとする。
この場合に作用する軸力 N および曲げモーメント M は、次式で示される。

$$N = \sum_{i=1}^N p(\delta t_i) - \sum_{i=1}^N k_{ci} \cdot \delta c_i = N^* \cdots \cdots (5.9)$$

ここに、 $\delta t_i < \delta y$ のとき、 $p(\delta t_i) = k_{t1i} \cdot \delta t_i$

$\delta t_i \geq \delta y$ のとき、 $p(\delta t_i) = k_{t1i} \cdot \delta y + k_{t2i} \cdot (\delta t_i - \delta y)$

$$M = \sum_{i=1}^N p(\delta t_i) \cdot (r_{si} + x) + \sum_{i=1}^N k_{ci} \cdot \delta c_i \cdot (r_{si} - x) \cdots \cdots (5.10)$$

ここに、 N^* ：構造物自重としての軸力、 δy ：降伏変位、 P_y ：降伏荷重（ $=k_{t1i} \cdot \delta y$ ）

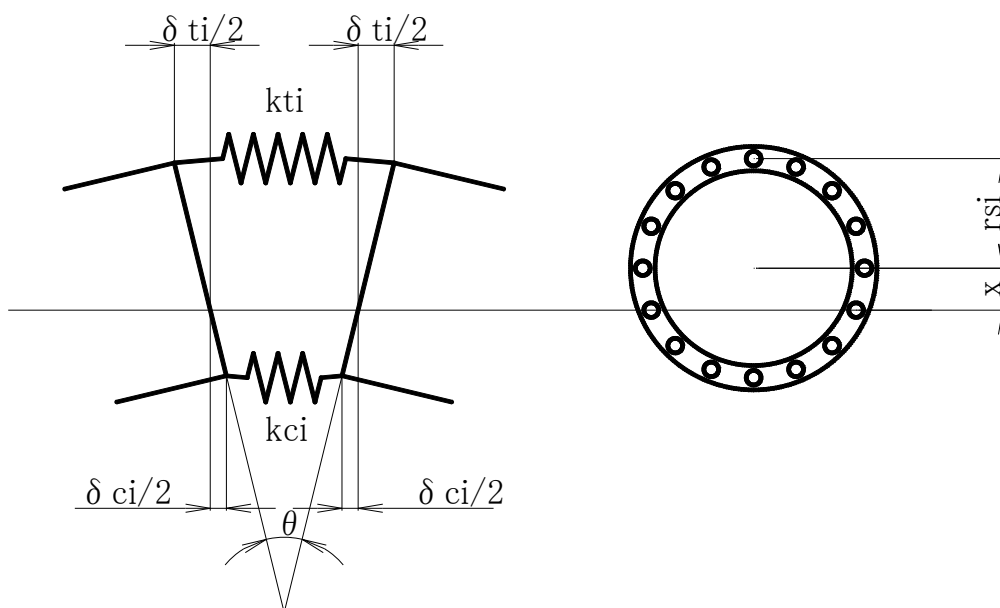


図 118 リング継手ばねのつりあい関係

曲げモーメントと回転角の算出手順を Step1～Step5 に示す.

step1: 各リング継手に k_{ti} 、 k_{ci} 、 r_{si} を設定する

step2: 回転角 θ を仮定する

step3: $\sum_{i=1}^N p(\delta t_i) - \sum_{i=1}^N k_{ci} \cdot \delta c_i = N \cdot x$ より x を求める。

Step4: 曲げモーメント $M = \sum_{i=1}^N p(\delta t_i) \cdot (r_{si} + x) + \sum_{i=1}^N k_{ci} \cdot \delta c_i \cdot (r_{si} - x)$ を求める

Step5: 再度 Step2 に戻り別の θ を仮定して $M - \theta$ 曲線を求め、回転ばね K_{θ} を求める。

以上より, 算出した曲げモーメントと回転角の関係は, バイリニア曲線で表現でき, その算出例を図 119 に示す.

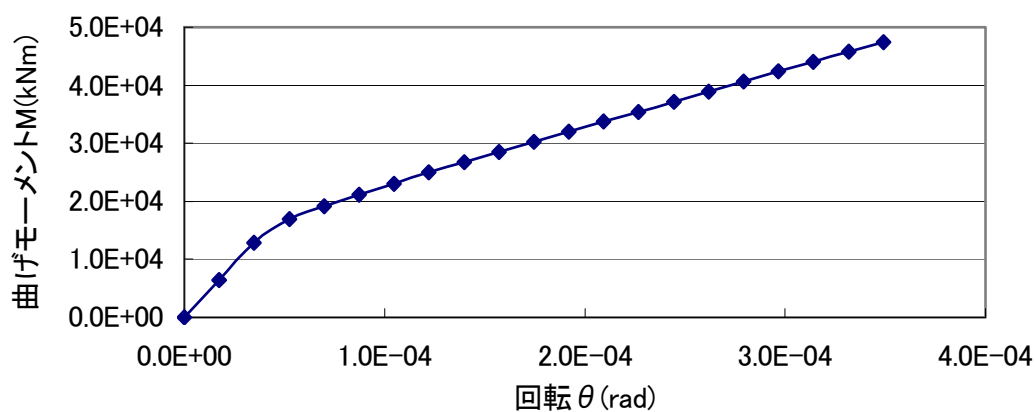


図 119 リング継手部の曲げモーメントと回転の関係

5.4.3 種々の立坑および地盤条件下での 3 次元モデルと 1 次元モデルの比較

前節で算出したリング継手の非線形を考慮した回転ばねを用いて 1 次元梁ばねモデルの適用性を検証するために 3 次元 FEM モデルと 1 次元梁ばねモデルの比較解析を試みる。

(1) 解析条件

表 25 に示すように解析対象の構造物を 12 (=4×3) タイプの立坑を想定する。また、表 26 に示すようにリング間の軸方向ばね定数を 3 種類設定し、軸直角方向ばね定数は 1.0×10^9 kN/m、軸回転方向ばね定数は 1.0×10^5 kNm/rad とする。さらに、周辺地盤として、N 値が 10, 20 および 30 の 3 パターンの一様地盤を考え、立坑底版では N 値が 50 とし、その効果を地盤ばねにより表現する。また、立坑側面の地盤の水平方向地盤ばね係数、底面の地盤のせん断および回転ばね係数は、前節で用いた算出方法を踏襲する。さらに、荷重条件として図 120 に示すように立坑の最上部に $P = 3000$ kN の荷重を作用させて、リング継手を降伏させる。

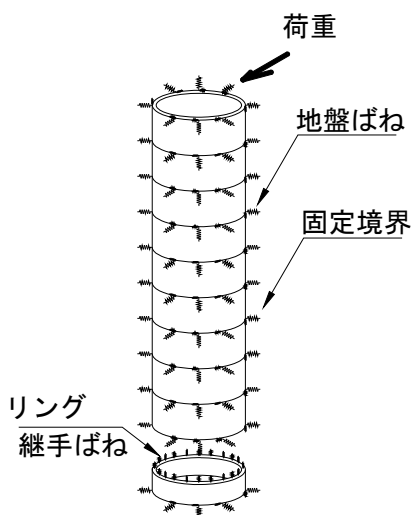


図 120 荷重作用モデル（3 次元立坑の場合）

(2) 解析結果

解析ケースとしては、立坑 12 タイプ×地盤 3 パターン×リング軸方向 3 パターンの 108 ケースである。3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁ばねモデルでの最大曲げモーメント M_{\max} および最大水平変位 δ_{\max} の割合と、 η 、 $\beta_{eq}L$ ならびに L/D との関係を図 121～図 126 に示す。なお、 β_{eq} は輪切立坑における地盤の特性値、 L は立坑の高さを、 D は立坑の外径、 η は曲げ剛性の有効率である。 β_{eq} の算出の回転ばねは、引張弾性ばね定数を採用した。

最大水平変位および最大曲げモーメントに関して図 121～図 124 から、 $\beta_{eq}L$ 、 L/D に関しては、1 次元解析に対する 3 次元解析の割合が 1.0 に近づくものもあるが、かなりばら

ついているものもみられる． $\beta_{eq}L=1.78$, $L/D=1.16$, $\eta=0.0063$ の場合における曲げモーメント（比率 2.32）および水平変位（比率 0.43）の分布図を図 127 および図 128 に示すが，両者はいずれも分布状態は一致しない．この他にもばらつきが見られるものは全て曲げ剛性の有効率 η がかなり小さいものである．1 次元モデルでは回転ばねの算出において中立軸の位置を最初に設定した後は変化しないのに対して，3 次元モデルでは荷重レベルに応じて中立軸の位置が変化するだけでなく，リング継手の非線形特性も影響し，曲げ剛性の有効率がかなり小さい場合では中立軸の変動による影響が顕著に現れてきたことが両者の相違の原因と考えられる．図 125 および図 126 に示す曲げ剛性の有効率 η に関しては η が 0.1 以上では両者の割合がほぼ 1.0 に近づく傾向にある．リング継手の非線形性を表現するパラメータは降伏荷重，降伏ばね定数あるいは圧縮ばね定数など，かなりの数になる．それらを全て評価することは困難であるため，今回解析した結果から判断すると，リング継手の非線形性を考慮した 1 次元梁ばねモデルで表現するための曲げ剛性の有効率に関しては， $\eta > 0.1$ となる．さらに，曲げ剛性の有効率を $\eta > 0.1$ とした場合の 3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁ばねモデルでの最大曲げモーメント M_{max} および最大水平変位 δ_{max} の割合と， $\beta_{eq}L$ および L/D との関係を図 129～図 132 に示す．これより最大曲げモーメントの割合が $\beta_{eq}L > 1$ ならびに $L/D > 1$ 程度で，多少ばらつきはあるが，ほぼ 1.0 に近づく．最大水平変位に関しては 1 次元モデルの解析結果が多少大きい，設計上は安全サイドとなるため，特に問題ないと判断される．以上より，今回この解析した結果から判断すると，リング継手の非線形性を考慮した 1 次元梁ばねモデルで表現するための適用範囲としては， $\eta > 0.1$, $\beta_{eq}L > 1$ および $L/D > 1$ となる．なお，より汎用性を持たせるには他のケースについても解析を行い，データを蓄積していく必要がある．

表 25 解析モデル(単位：m)

| Type | 外径 D | 側厚 t | 高さ L | 分割高 B | 底版厚 F |
|-------|-------|-------|--------------------------|-------------|-------------|
| Type1 | 4.45 | 0.225 | Type 毎に 10, 20, 40 | 高さの 1/20 | 高さの 1/20 |
| Type2 | 6.55 | 0.275 | | | |
| Type3 | 8.65 | 0.325 | | | |
| Type4 | 10.80 | 0.400 | | | |

表 26 リング間の軸方向のばね定数一覧表

| ケース | 引張弾性 ばね定数 | 引張降伏 ばね定数 | 降伏比 | 圧縮 ばね定数 | 降伏変位 |
|-------|-------------------|-------------------|------|-------------------|----------------------|
| | kN/m | kN/m | — | kN/m | m |
| Case① | 1.0×10^5 | 2.5×10^4 | 0.25 | 1.0×10^8 | 3.0×10^{-4} |
| Case② | 1.0×10^6 | 2.5×10^5 | | | |
| Case③ | 1.0×10^7 | 2.5×10^6 | | | |

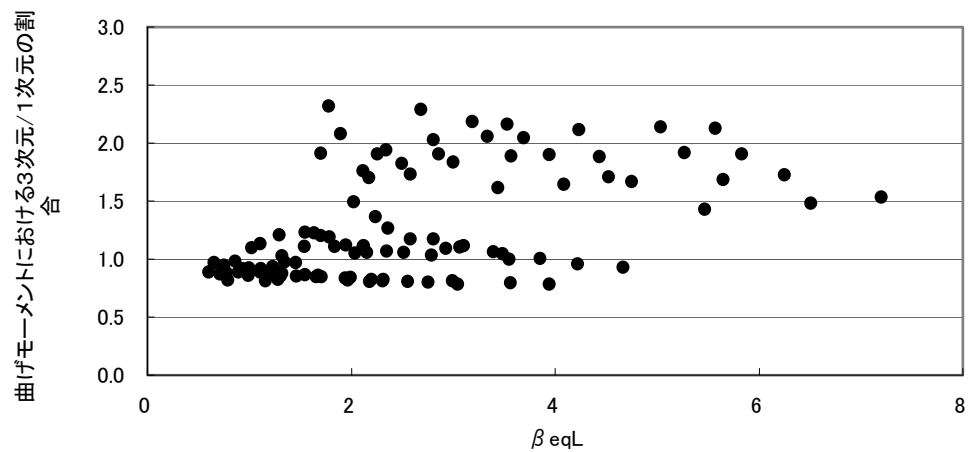


図 121 $\beta_{eq}L$ と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比

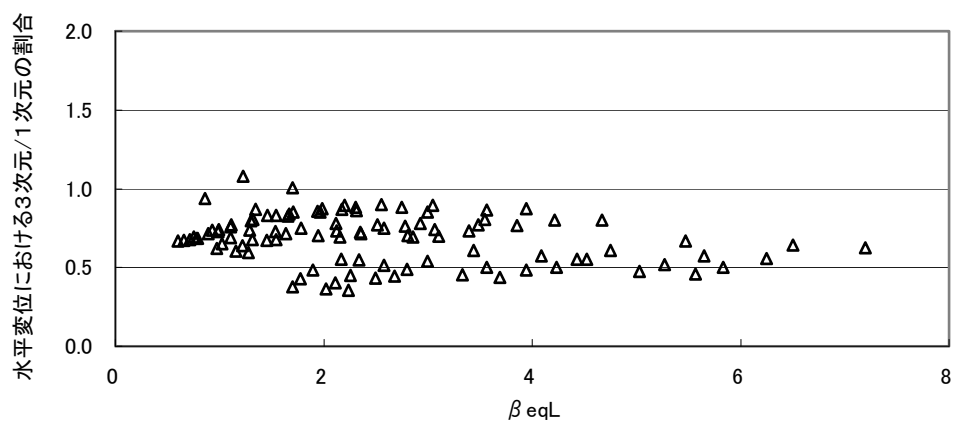


図 122 $\beta_{eq}L$ と 3 次元／1 次元の最大水平変位比

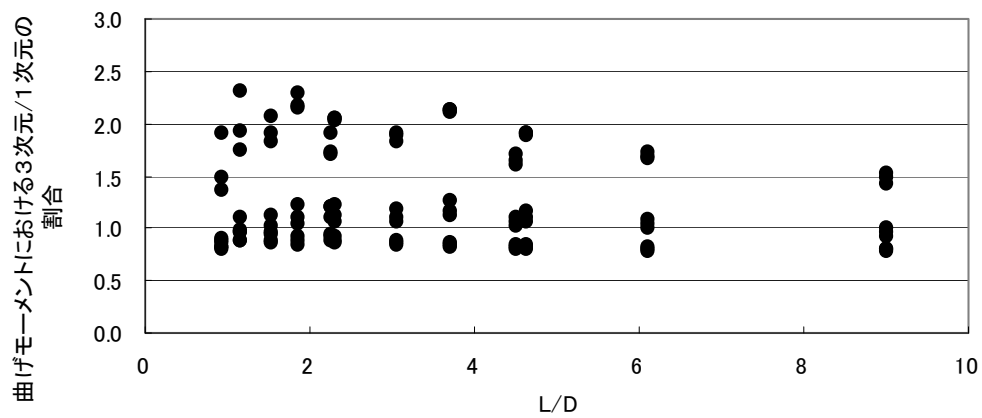


図 123 L/D と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比

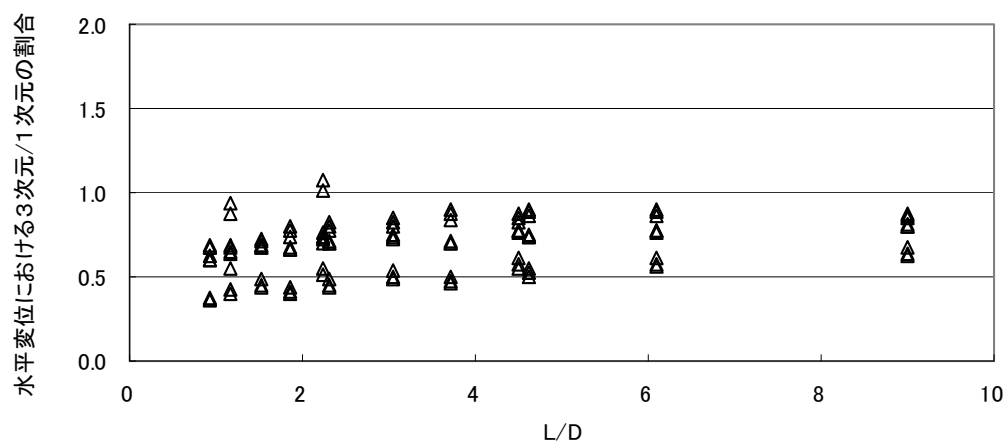


図 124 L/D と 3 次元／1 次元の最大水平変位比

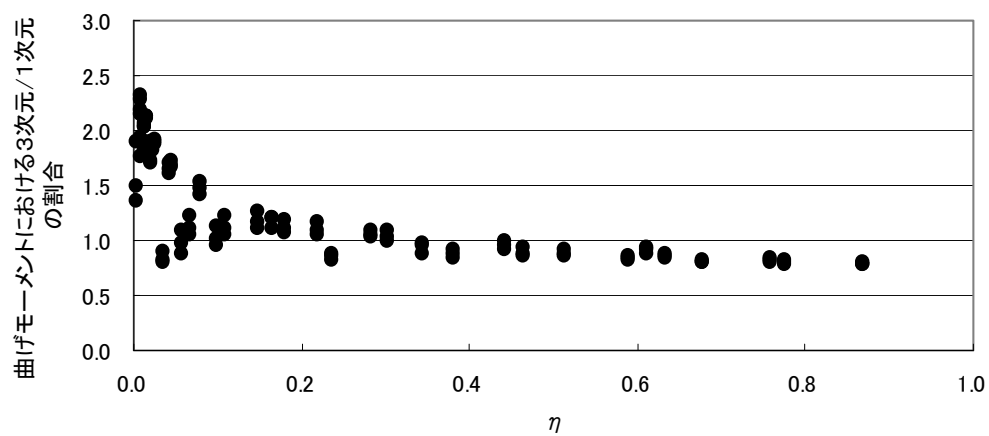


図 125 η と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比

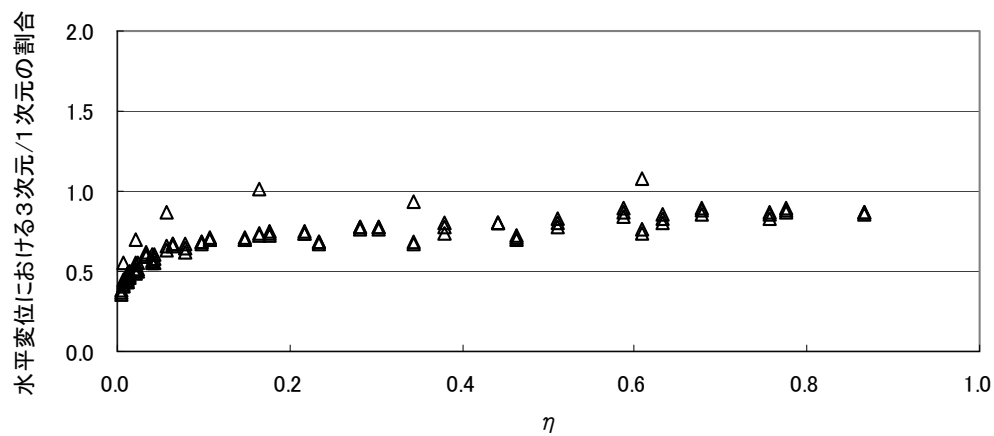


図 126 η と 3 次元／1 次元の最大水平変位比

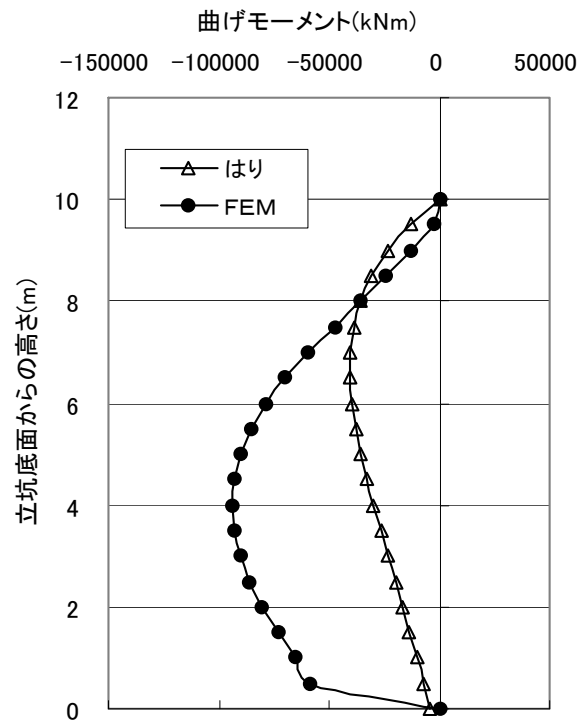


図 127 $\beta \text{ eq } L=1.78, L/D=1.16, \eta=0.0063$ における曲げモーメント分布図 (比率 2.32)

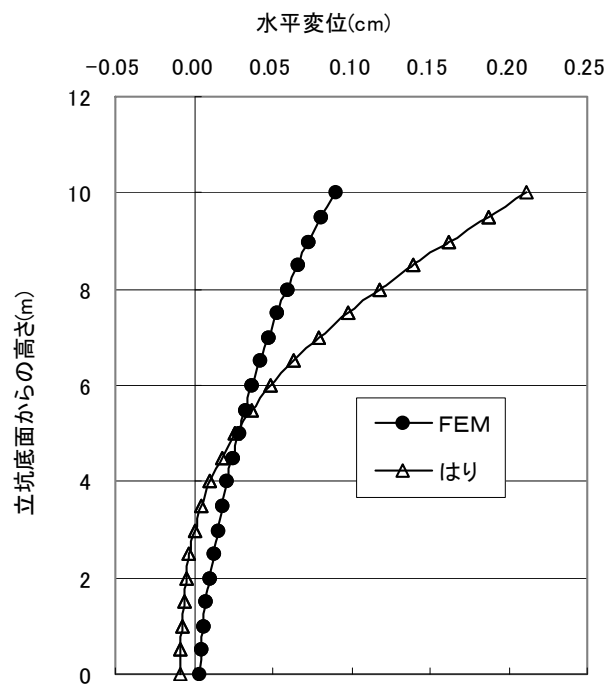


図 128 $\beta \text{ eq } L=1.78, L/D=1.16, \eta=0.0063$ における水平変位図 (比率 0.43)

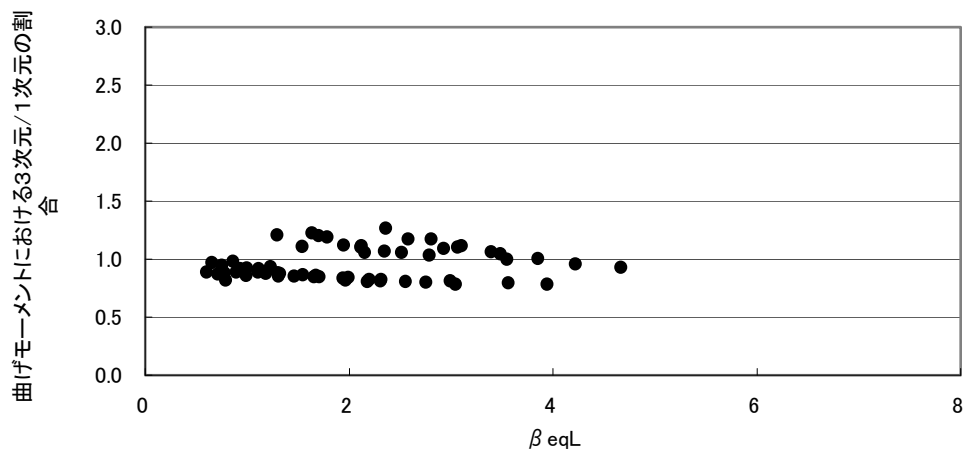


図 129 β_{eqL} と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比 ($\eta > 0.1$ の場合)

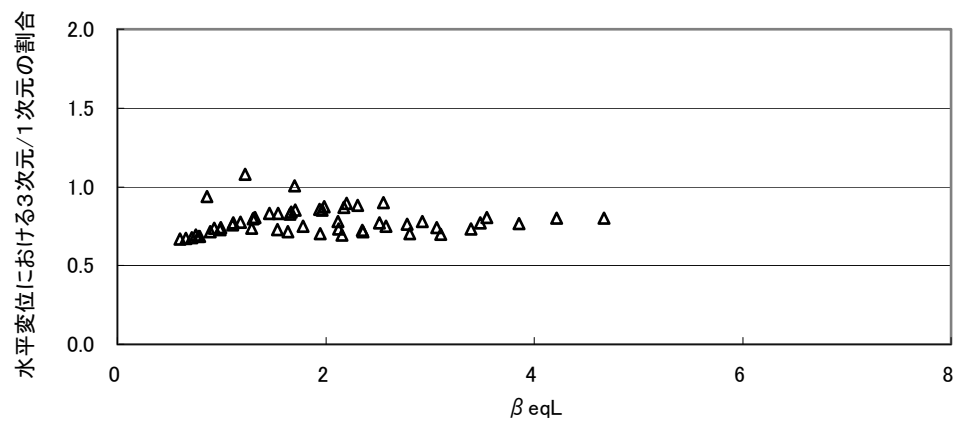


図 130 β_{eqL} と 3 次元／1 次元の最大水平変位比 ($\eta > 0.1$ の場合)

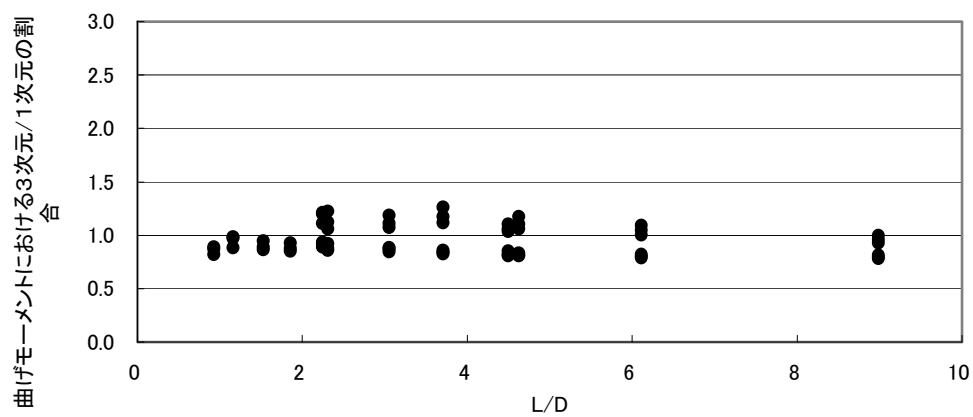


図 131 L/D と 3 次元／1 次元の最大曲げモーメント比 ($\eta > 0.1$ の場合)

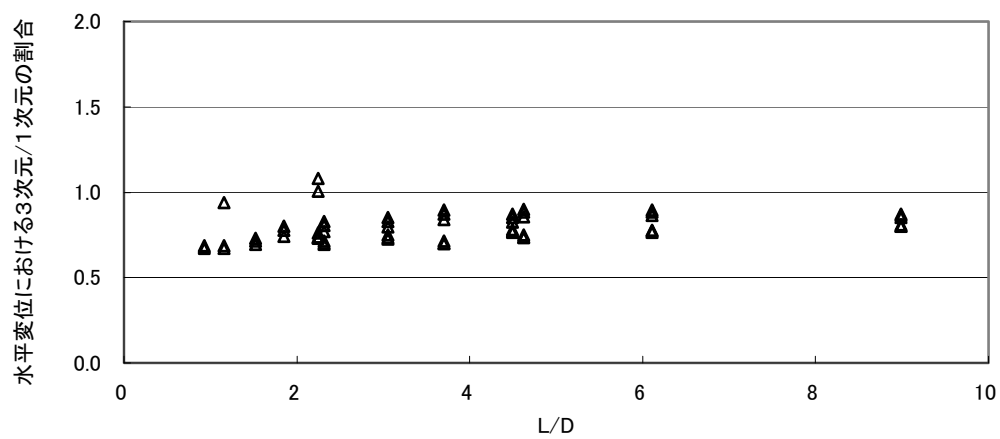


図 132 L/D と 3 次元／1 次元の最大水平変位比 ($\eta > 0.1$ の場合)

5.5 非線形梁ばねモデルを用いた応答変位法による解析

5.5.1 解析の概説

リング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いて実際に立坑と地盤を想定し応答変位法による3次元解析と1次元解析による比較検証を試みる。

5.5.2 解析モデルおよび荷重条件の設定

(1) 解析モデル

図133に示すように周辺地盤中に立坑が埋設され、立坑底版は硬質地盤で支持されたモデルを想定し、硬質地盤の位置に地震波形を入力する。立坑の仕様としては、外径 D は6.55m、厚み t は0.275m、分割高さ B は2.0mである。リング継手に関しては、7パターンを考慮し、曲げ剛性の有効率ともあわせて表27に示す。解析モデルを図134に示す。なお、 $L/D=6.1$ であり、 $\beta_{eq}L$ は地盤およびリング継手の剛性により変動するが、どのケースも $\beta_{eq}L > 2$ である。

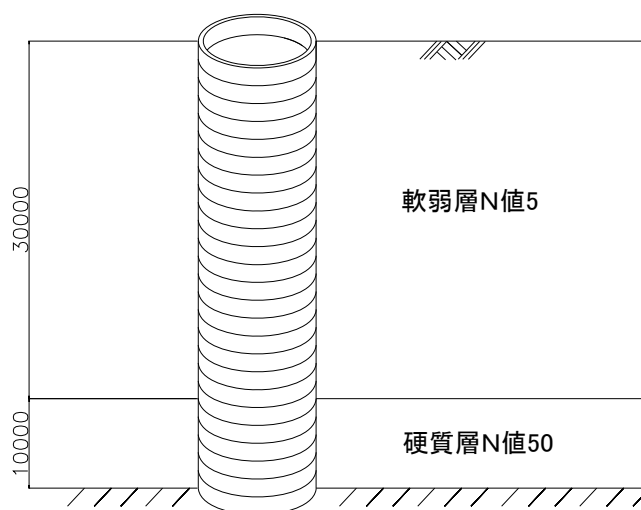
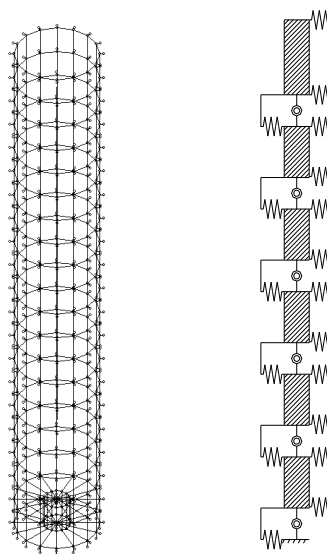


図 133 立坑および地盤モデル

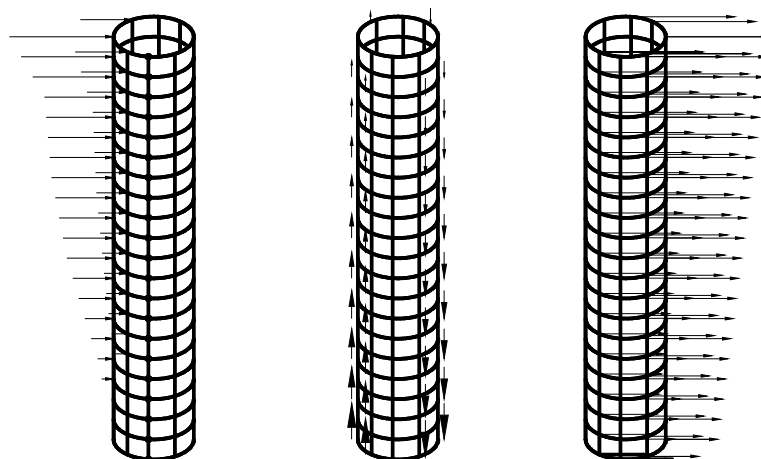
表 27 リング継手特性

| | 単位 | Case1 | Case2 | Case3 | Case4 | Case5 | Case6 | Case7 |
|------------|------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 有効率 η | % | 4 | 12 | 21 | 30 | 46 | 55 | 78 |
| 引張ばね | kN/m | 1×10^5 | 3×10^5 | 6×10^5 | 1×10^6 | 2×10^6 | 3×10^6 | 1×10^7 |
| 圧縮ばね | kN/m | 1×10^9 | | | | | | |
| 降伏比 | — | 0.25 | | | | | | |
| 降伏変位 | M | 3×10^{-4} | | | | | | |



3次元 FEM モデル 1次元梁ばねモデル

図 134 解析モデル



地盤変位による荷重 周面せん断力 慣性力

図 135 荷重作用図

(2) 地盤ばねの設定

評価した地盤ばねは、地盤のせん断剛性 G とポアソン比 ν より算出した地盤の変形係数 E を用いて、「下水道施設耐震計算例-管路施設偏一²⁾」により算出した。地盤のせん断剛性は、等価線形化手法を用いた1次元重複反射理論により地盤の剛性低下を考慮し、 N 値から算出されるせん断波速度より求めた。

(3) 地震荷重

解析に用いたレベル 1 およびレベル 2 地震波形⁴⁾を図 136 および図 137 に示す. 応答変位法に用いる地震荷重としては, 自然地盤を対象とした 1 次元地震応答解析を実施し, ①地盤変位による荷重, ②地震時周面せん断力および③立坑の慣性力を考慮する. 具体的には, 地震変位による荷重は, 1 次元重複反射理論により求めた地盤の応答変位に地盤ばねを乗じて立坑に作用させる. 地震時周面せん断力は, 1 次元重複反射理論により求めた地盤応答変位の層間の勾配にせん断弾性係数を乗じた荷重を用いる. 慣性力は, 立坑の質量に地震時の地盤加速度を乗じた値とする. 地震時の地盤加速度は, 1 次元重複反射理論により求めた地盤加速度を用いる. レベル 1 およびレベル 2 の相対変位を図 138 および図 139 示す.

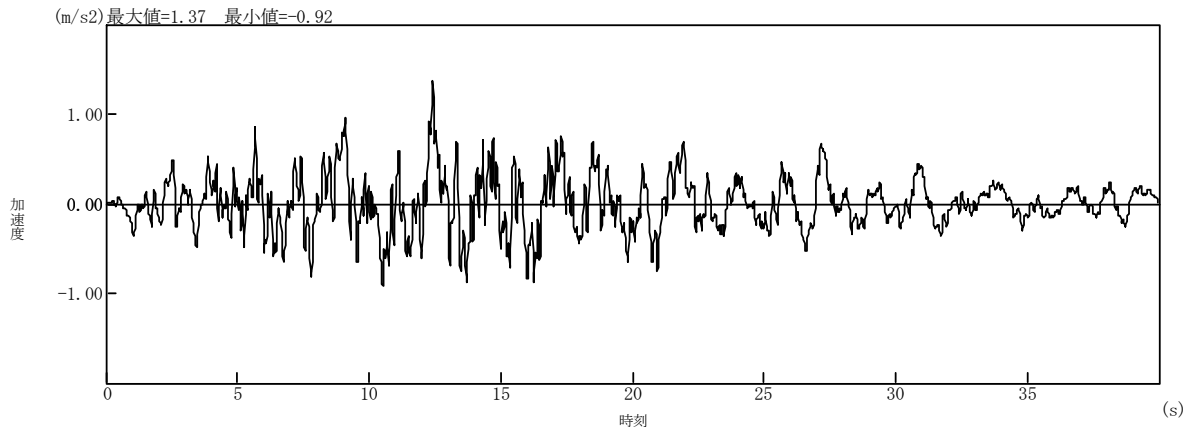


図 136 レベル 1 地震動 (模擬地震波形)

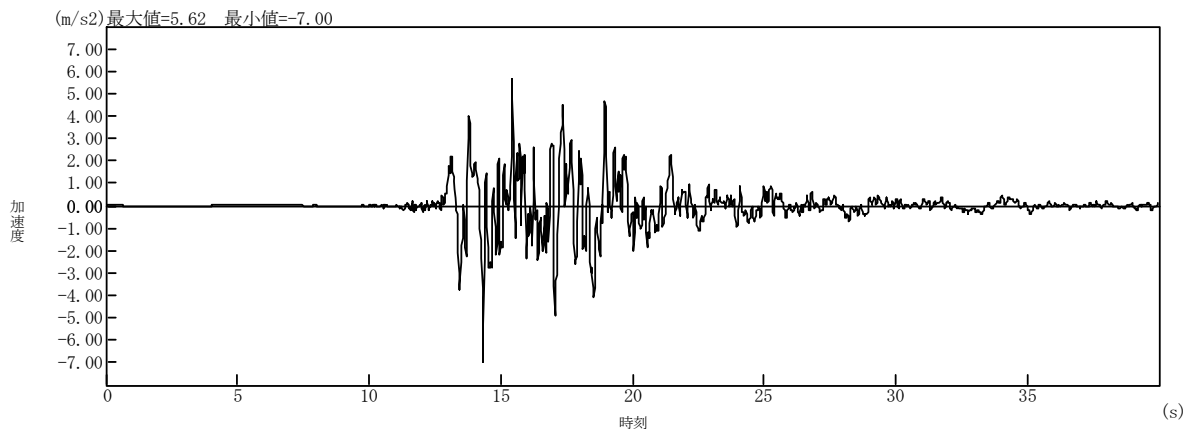


図 137 レベル 2 地震動 (模擬地震波形)

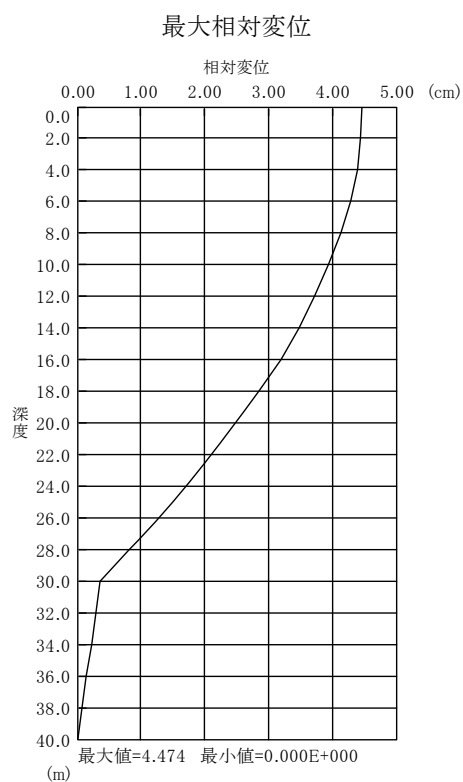


図 138 相対変位(レベル 1 地震動)

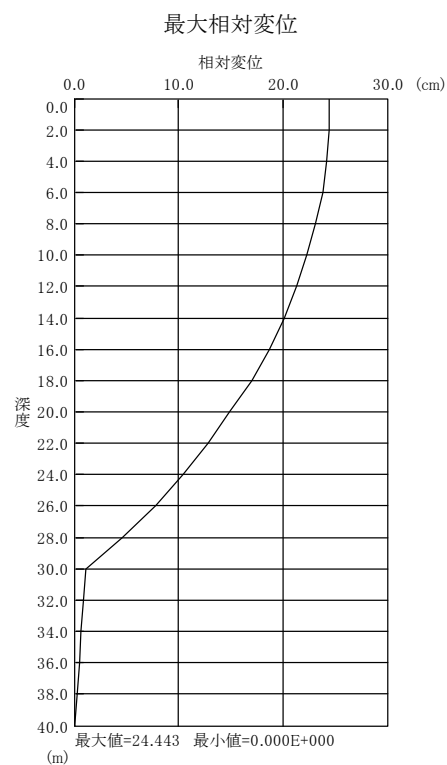


図 139 相対変位(レベル 2 地震動)

5.5.3 解析結果および考察

解析ケースは地震動 2 パターン×リング軸方向 7 パターンの 14 ケースである。3 次元モデルおよび 1 次元モデルでの最大曲げモーメント M_{\max} , 最大せん断力 Q_{\max} および最大水平変位 δ_{\max} の比率と曲げ剛性の有効率 η との関係を図 140 および図 141 に示す。これより, 最大水平変位および最大せん断力に関してレベル 1 およびレベル 2 のいずれも 3 次元 FEM モデルおよび 1 次元梁ばねモデルでの解析結果の比率がほぼ 1.0 である。しかしながら, 最大曲げモーメントに関しては曲げ剛性の有効率 η が小さくなるほど 3 次元/1 次元の割合が大きくなり, 荷重レベルが大きくなるほど両者の差が大きくなっている。また, Case1 でのレベル 1 およびレベル 2 の曲げモーメントおよびせん断力図を図 142～図 145 に示す。「FEM」の表示は 3 次元 FEM モデルによる結果で, 「はり」の表現は 1 次元梁ばねモデルによる結果である。この図からわかるように 1 次元梁ばねモデルの解析結果は 3 次元 FEM モデルと比較してかなり小さい。さらに, リング継手のばねが大きくなるほど両者の相違は小さくなる。このように曲げ剛性の有効率が小さいケースでは 1 次元梁ばねモデルでは断面力が過小評価されることになる。回転ばねの算定は, リング継手の特性と円筒リングの自重を用いて行われるが, 中立軸の位置が最初に設定したとき状態のままであり, 荷重レベルが大きくなるほど中立軸の位置が変化して回転ばねの値が変動するためであると過小評価の原因として考えられる。3 次元 FEM モデルによる解析結果から中立軸の位置を算出し, それを用いて回転ばねを算定したところ, ほぼ一致した。

しかしながら, 実際の立坑での曲げ剛性の有効率は数%程度であるのと, 設計実務上は 1 次元梁ばねモデルにより解析されるのが一般的であるため, これらの解析結果を有効に活用して 1 次元梁ばねモデルで評価する方法が必要とされる。

そこで, 3 次元 FEM モデルによる解析結果に 1 次元梁ばねモデルを一致させる検討を行った。具体的には 1 次元梁ばねモデルによる解析結果に対して補正係数を導入して 3 次元 FEM モデルに近似したさせることを試みた。この補正係数は図 140 および図 141 に示す比率を採用し, 各断面力と地震動レベルに応じた補正係数を算出した結果を図 146～図 149 に近似式とともに表示した。この補正係数を用いて 1 次元モデルでの解析結果に補正係数を乗じた結果, Case1 でのレベル 1 およびレベル 2 の曲げモーメントおよびせん断力図を図 150～図 153 に示す。図の中で「修正はり」は 1 次元梁ばねモデルによる解析結果に対して補正したものを示す。これより全体的に補正係数だけ乗じているが, どの場合も一致する傾向がある。この関係式を用いれば, この立坑のリング継手の剛性を変化させた場合, 1 次元梁ばねモデルにより解析した結果にこの補正係数を乗ずれば 3 次元 FEM モデルの解析結果とほぼ同様な結果が得られる。なお, 単一層で立坑の高さを変化させて解析したが, 同様な結果が得られた。

さらに, もう一つの試みとして, 1 次元モデルに用いるリング継手部の回転ばねを, 図 154 に示すように引張側は継手の剛性, 圧縮側は RC リングのコンクリート部材の剛性を用いた釣合式から導く。1 次元モデル解析は RC リングの自重および外力の影響により中立軸

位置が変化するため, 3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルの解析結果から各リング継手部における軸変位を算出し, 収束計算により中立軸の位置を決定し, 断面力を求める.

リング継手部の回転ばねの具体的な算出方法は以下のとおりである.

リング継手部の回転角 θ と最端部の引張変位 δt および圧縮変位 δc を次式に示す.

$$\delta t = (rs + x) \cdot \theta \quad \cdots \cdots (5.11)$$

$$\delta c = \left(\frac{D}{2} - x \right) \cdot \theta \quad \cdots \cdots (5.12)$$

個々の継手部の変位 δt および δc は中立軸 x から比例関係にあり, リング継手を円筒リング幅の中心に配置する. この場合に作用する軸力 N および曲げモーメント M は, 次式で示される. これらを用いてリング継手部の曲げモーメントと回転角の関係を求め, 回転ばねを算出する.

$$N = F_t - F_c$$

$$= \sum_{i=1}^N p(\delta t_i) - 2 \cdot \frac{Es \cdot \varepsilon_c}{\left(\frac{D}{2} - x \right)} \cdot r \cdot t \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \varphi - x) \cdot t \cdot r \cdot d\alpha = N^* \quad \cdots \cdots (5.13)$$

ここに、

$$\delta t_i < \delta y : p(\delta t_i) = ktli \cdot \delta t_i$$

$$\delta t_i \geq \delta y : p(\delta t_i) = ktli \cdot \delta y + kt2i \cdot (\delta t_i - \delta y)$$

$$M = \sum_{i=1}^N p(\delta t_i) \cdot (rs_i + x) - 2 \cdot \frac{Es \cdot \varepsilon_c}{\left(\frac{D}{2} - x \right)} \cdot r \cdot t \int_0^{\frac{\pi}{2} - \varphi} (r \cdot \cos \varphi - x)^2 \cdot t \cdot r \cdot d\alpha \quad \cdots \cdots (5.14)$$

ここに、

N^* : 構造物自重としての軸力

F_t : リング継手引張力

F_c : 円筒リング圧縮力

δy : 降伏軸変位

P_y : 降伏軸荷重 ($= ktli \cdot \delta y$)

ε_c : 円筒リング圧縮縁ひずみ

Es : 円筒リング弾性係数

r : 円筒リング中心半径

ls : 円筒リング幅

解析対象としたモデルは表 27 に示す Case2 を採り挙げる. 軸変位と回転角との関係で表現したものを図 155 および図 156 に示す. レベル1地震動の場合, 回転角が大きくなるにつれ軸変位量も増大し, ある地点からほぼ一定となる. 一方, レベル2地震動では回転角がレベル1地震動と比較して大きいため軸変位は回転角と比例関係ではなく, ほぼ一定値から更に回転角が大きくなると増大する傾向にある. この関係を用いて軸変位量を加味して中立軸の位置を求め, リング継手部の曲げモーメントと回転角の関係を再度計算して回転角を求め, 上記の関係から軸変位量を算出し, その軸変位量が収束するまで計算することとした. そのときの Case1 のリング継手でのレベル1およびレベル2での曲げモーメントおよびせん断力の解析結果を図 157～図 160 に示す. 図中の“FEM”と表示されているのが3次元 FEM モデルによる結果であり, “はり”と表現されているのが最初の1次元梁ばねモデルによる結果であり, “修正はり”と表現されているのが収束計算した結果である. この図から分かるように1次元モデルによる解析結果と3次元モデルによる解析結果がほぼ一致している.

しかし, 立坑, 地盤条件および地震荷重の組合せ方法は膨大であるので全ての場合に適用できるとは断定できないため, より汎用性を持たせるには他のケースについても解析を行い, データを蓄積していく必要がある.

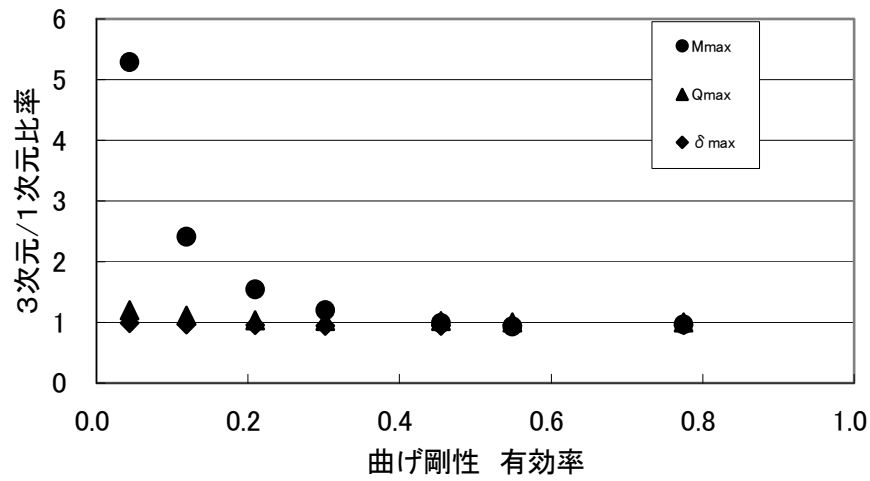


図 140 曲げ剛性の有効率 η と 3 次元／1 次元の比率（レベル 1 地震動）

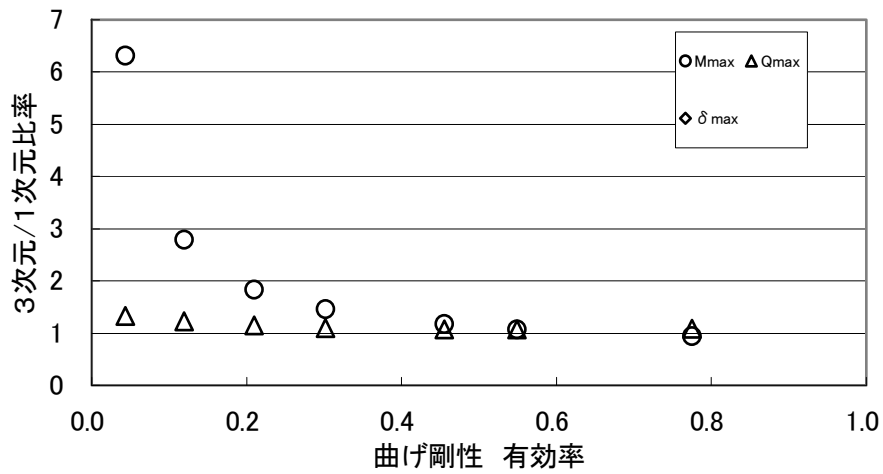


図 141 曲げ剛性の有効率 η と 3 次元／1 次元の比率（レベル 2 地震動）

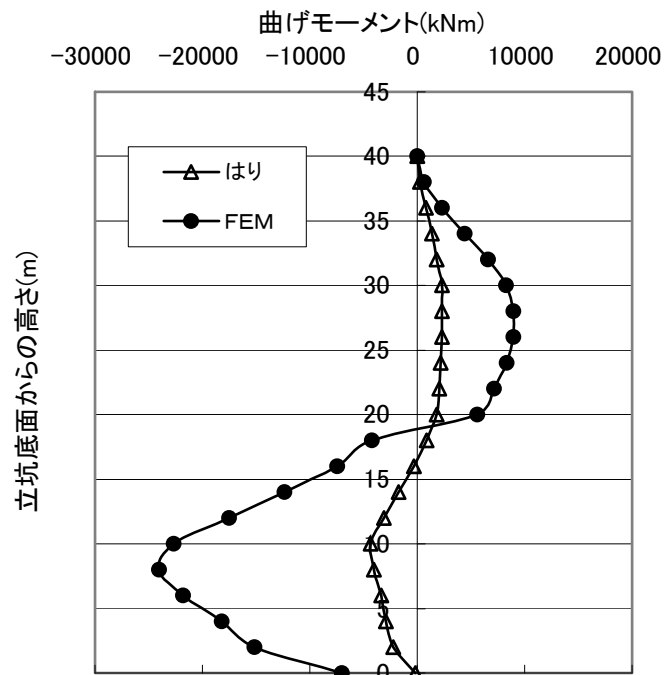


図 142 曲げモーメント図 (Case1: レベル 1 地震動)

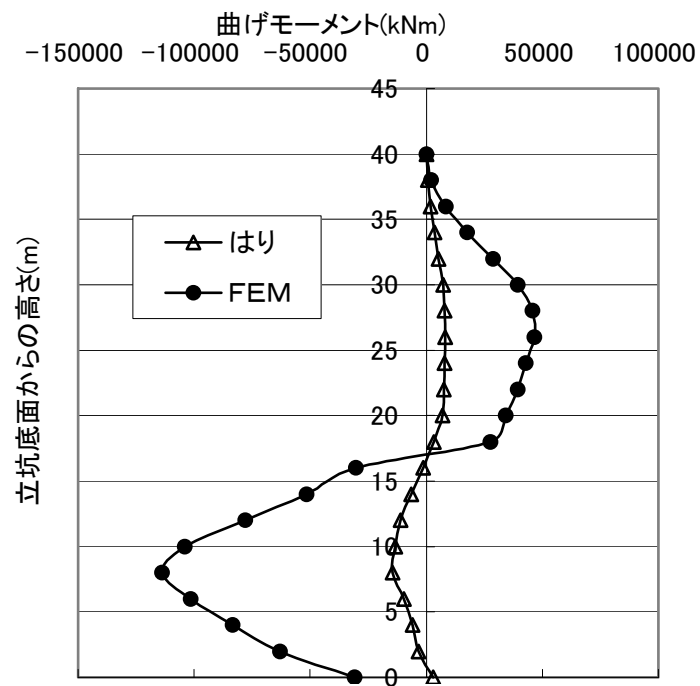


図 143 曲げモーメント図 (Case1: レベル 2 地震動)

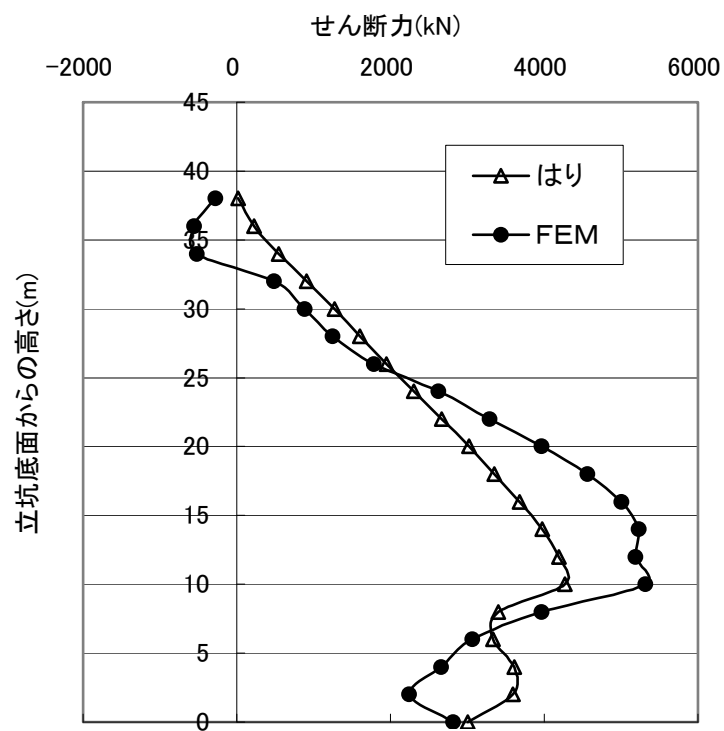


図 144 せん断力図 (Case1: レベル 1 地震動)

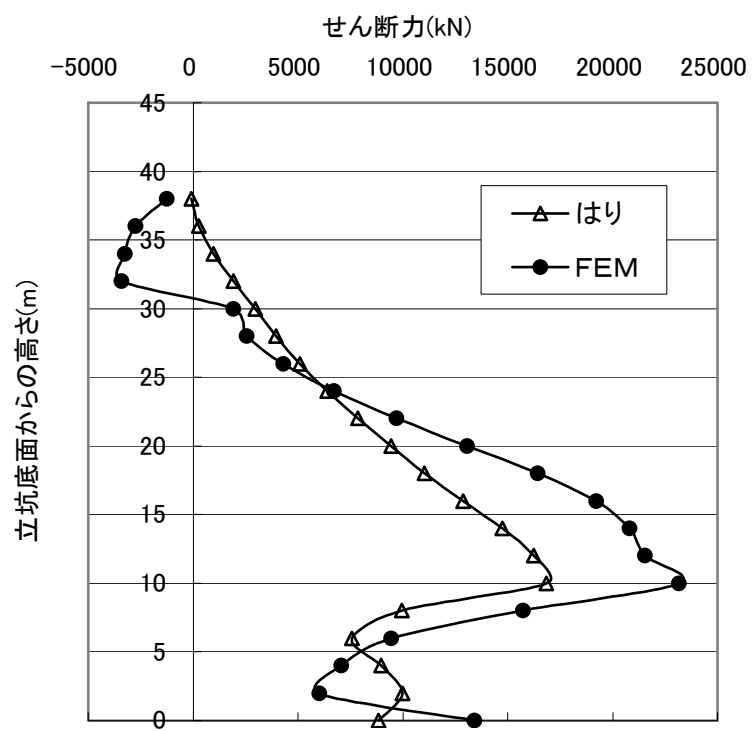


図 145 せん断力図 (Case1: レベル 2 地震動)

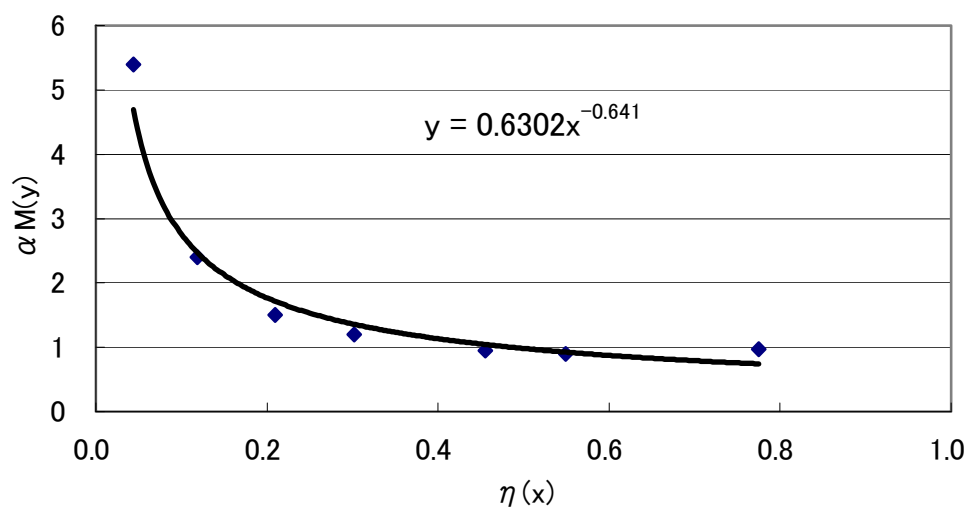


図 146 曲げモーメント補正係数（レベル 1 地震動）

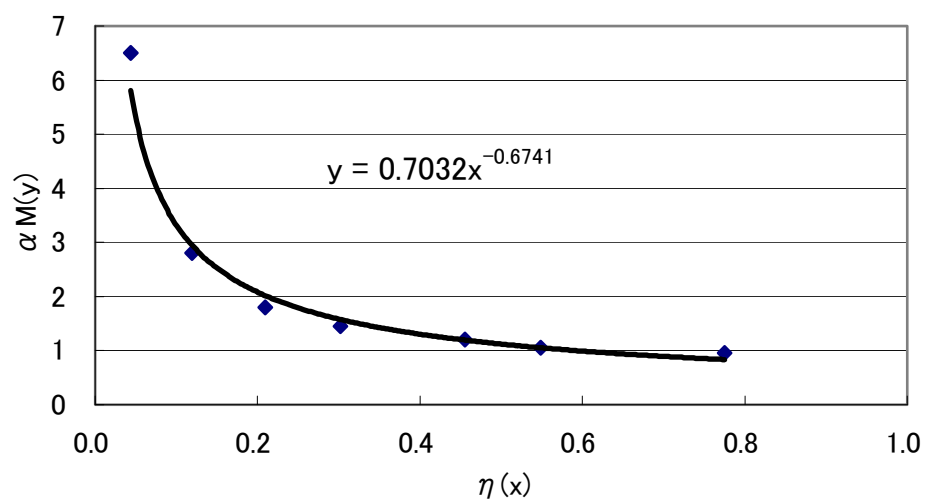


図 147 曲げモーメント補正係数（レベル 2 地震動）

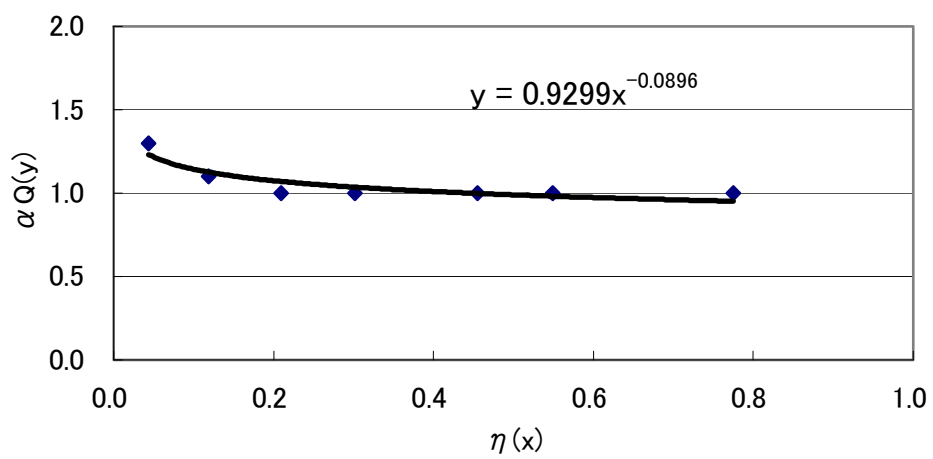


図 148 せん断力補正係数（レベル 1 地震動）

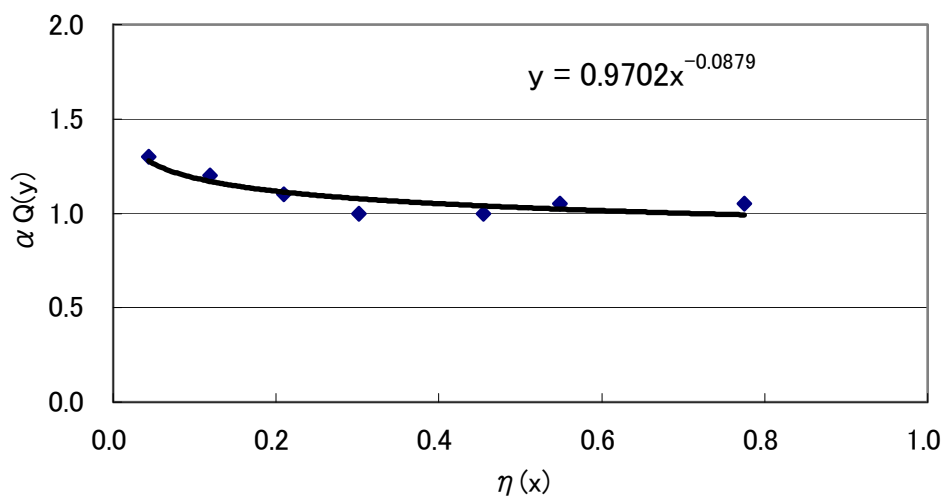


図 149 せん断力補正係数（レベル 2 地震動）

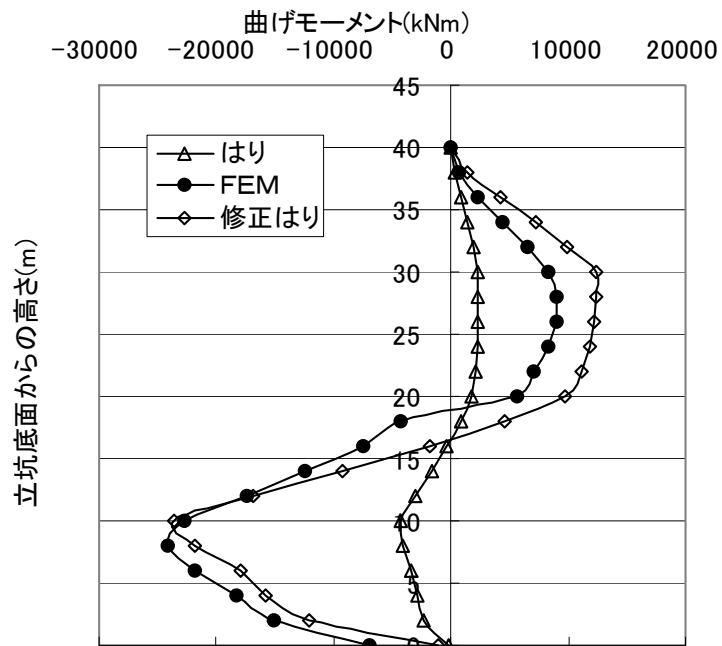


図 150 曲げモーメント図 (Case1 : レベル 1 地震動)

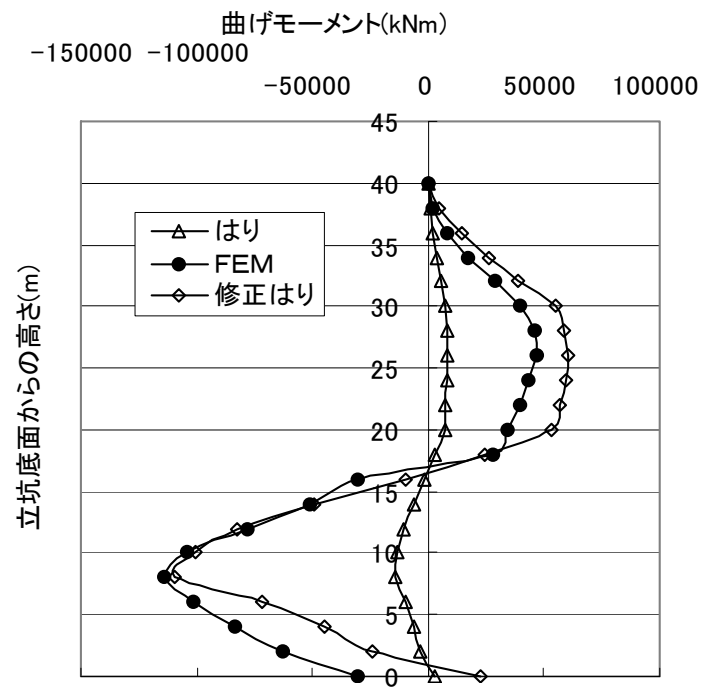


図 151 曲げモーメント図 (Case1 : レベル 2 地震動)

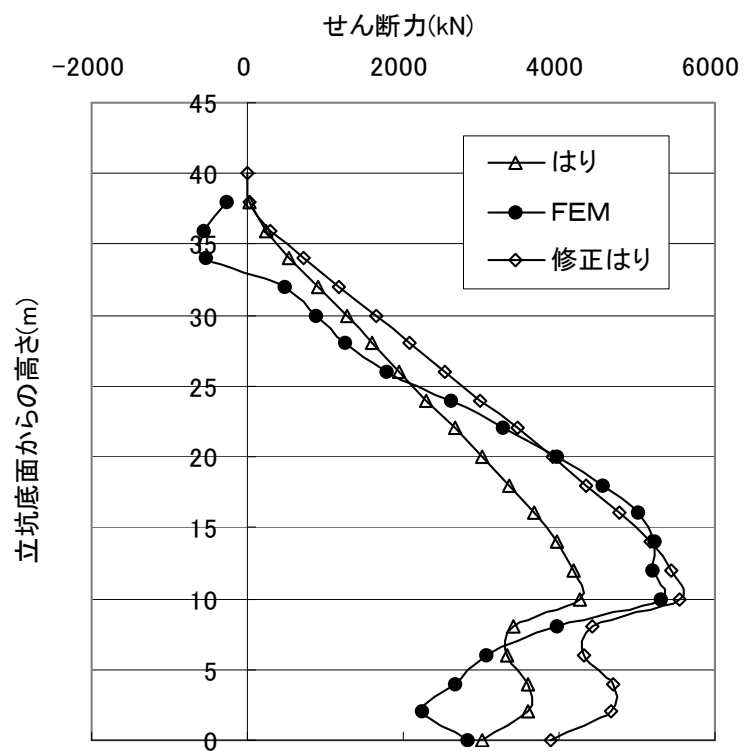


図 152 せん断力図 (Case1: レベル 1 地震動)

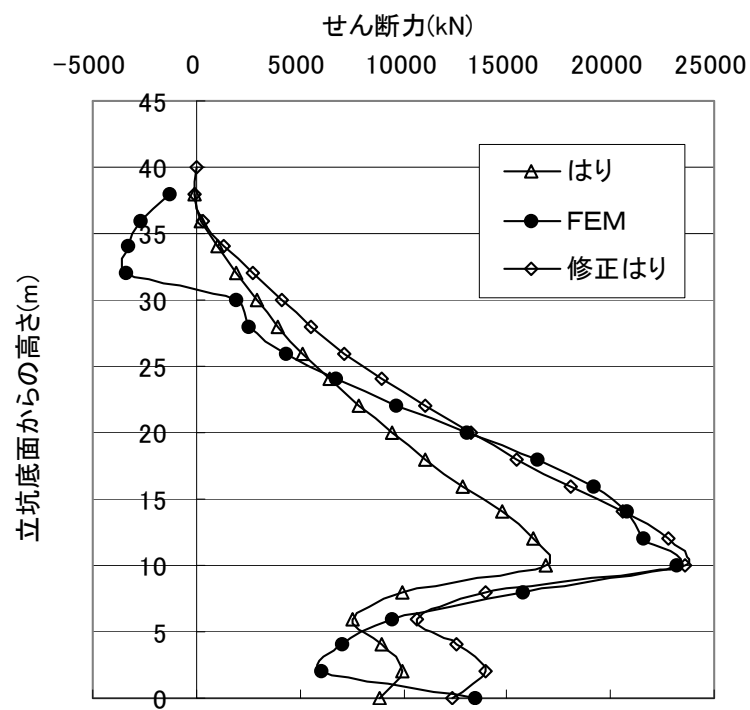


図 153 せん断力図 (Case1: レベル 2 地震動)

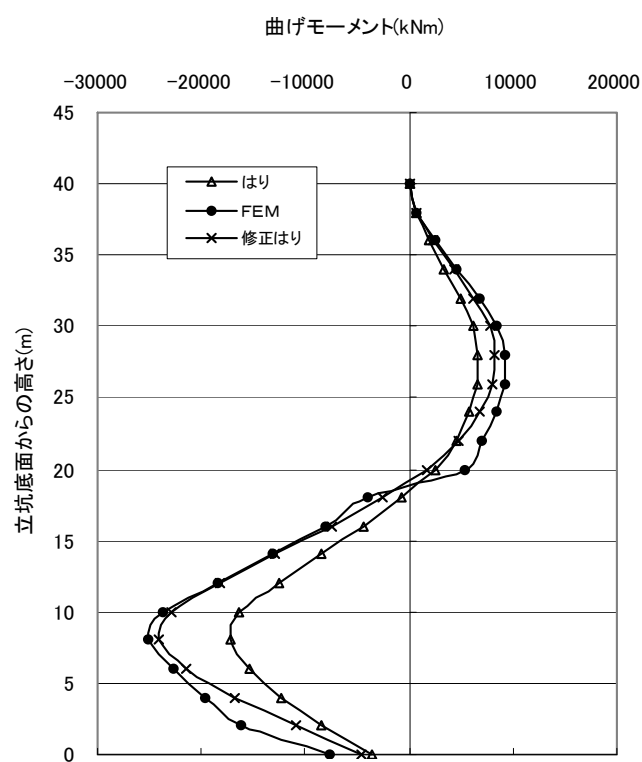


図 157 曲げモーメント図 (Case2:レベル 1 地震動)

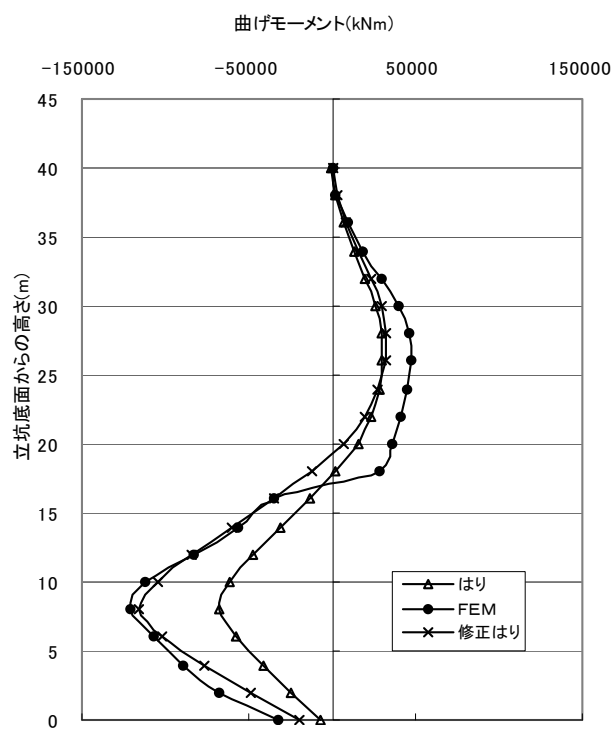


図 158 曲げモーメント図 (Case2:レベル 2 地震動)

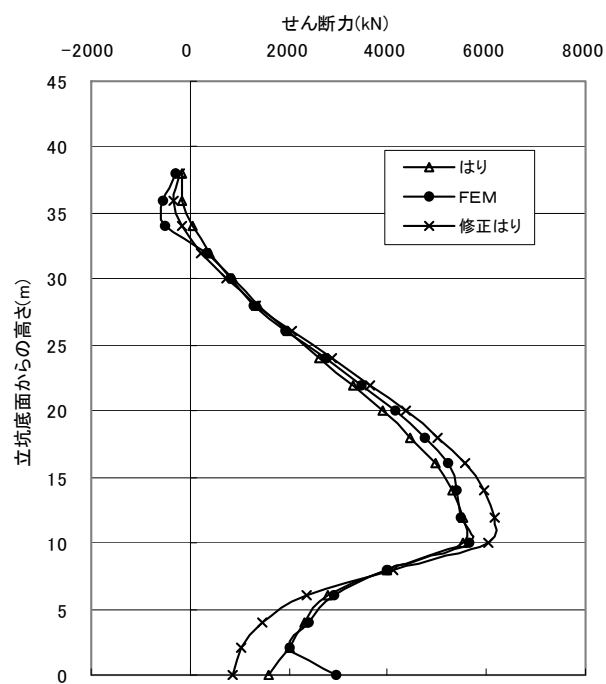


図 159 せん断力図 (Case2：レベル 1 地震動)

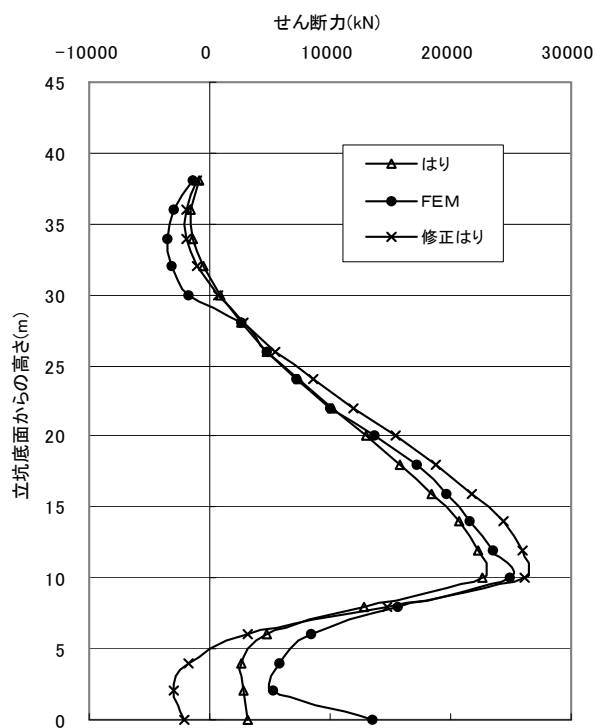


図 160 せん断力図 (Case2：レベル 2 地震動)

5.6 まとめ

本章では、3次元 FEM 解析を行い、輪切立坑の有効性を確認し、実務レベルでの設計手法として1次元梁ばねモデルによる解析で検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 3次元 FEM モデルと1次元梁ばねモデルによる解析結果から、輪切立坑を1次元梁ばねモデルで解析可能な範囲は地盤の特性値、立坑の高さおよび外径との関係だけでなく曲げ剛性の有効率も含めて評価しなければならないことが判明した。今回解析した結果から判断すると、その範囲は、 $\eta > 0.1$, $\beta_{eq}L > 2$, $L/D > 3$ となる。
- 2) リング継手の非線形性を考慮した回転ばねを評価すると、曲げモーメントと回転との関係は、バイリニアで表現できることが明らかとなった。また、輪切立坑における3次元 FEM モデルと1次元梁ばねモデルによる解析結果から、輪切立坑に関しては、1次元梁ばねモデルで解析可能な範囲は、地盤の特性値、立坑の高さ、立坑の外径および曲げ剛性の有効率で評価することができることを明らかにした。今回の解析した結果から判断すると、その範囲は、 $\eta > 0.1$, $\beta_{eq}L > 1$, $L/D > 1$ となった。リング継手を線形とした場合に比べて適用範囲が拡大された結果となった。
- 3) 応答変位法を用いてリング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いた1次元モデルによる解析と有限要素法による3次元解析を比較した結果、曲げ剛性の有効率が小さくなるほど最大曲げモーメントに関しては両者の相違が大きくなるが、最大せん断力に関しては多少大きくなる程度であることが判明した。しかし、実際の立坑での曲げ剛性の有効率は数%程度であるのと、設計実務上は1次元梁ばねモデルで解析するのが一般的であるので、これらの解析結果を有効に活用して1次元梁ばねモデルで解析可能となるように1次元梁ばねモデルの修正を行った。結果として、曲げ剛性の有効率 η をパラメータとした補正係数を導入すれば3次元 FEM モデルによる解析結果を1次元梁ばねモデルのそれと一致させることができた。さらに、リング継手部における軸変位量と回転角の関係をいれば1次元梁ばねモデルによる解析結果で3次元 FEM モデルによる解析結果をよく近似できることも分かった。しかし、立坑、地盤条件および地震荷重の組合せ方法は膨大であるので全ての場合に適用できるとは断定できないため、より汎用性を持たせるには他のケースについても解析を行い、データを蓄積していく必要がある。

日本下水道協会では、組立式マンホールの耐震設計を行う場合に継手の可とう性を評価した構造解析手法が提案されている。しかし、組立式マンホールの継手は多様であり、その変形特性を適切に評価する方法としてばね評価を採用し、それは実物マンホールによる曲げ試験結果から評価している。本章で提案した継手ばねの算出方法は、理論的な観点から組立式マンホールの継手にも適用可能である。

第5章の参考文献

- 1) 西野健三, 吉田和夫, 小泉淳: シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察, 土木学会論文集No.376/Ⅲ-6, pp. 131-140, 1986 年 12 月.
- 2) 日本下水道協会: 下水道施設耐震計算例—管路施設編—, 2001. 4, p12-1~12-59.
- 3) 川島一彦: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, pp. 151-152, 1994 年 6 月.
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 2002 年
- 5) 國近光生, 佐藤忠信: 応答変位法における 3 次元立坑構造物の 1 次元梁モデルへの適用, 第 48 回地盤工学会シンポジウム, 2003 年 11 月.
- 6) 小泉淳, 村上傳智, 西野健三: シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について, 土木学会論文集No.394/Ⅲ-9, pp. 79-88, 1988 年 6 月.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書Ⅳ下部構造編, 2002. 3, p131
- 8) 田村武, 足立紀尚, 廣松智樹, 坂本寛章: 剛体セグメントを用いたシールドトンネルの 3 次元解析, 土木学会論文集No.652/Ⅲ-51, pp. 61-72, 2000 年 6 月.
- 9) 廣松智樹: シールドセグメントの力学挙動に関する研究, 京都大学修士論文, 1999.
- 10) 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説 1997 年版, 1997 年 9 月.
- 11) 日本下水道協会: シールド工事用標準セグメント, 2001 年 7 月.
- 12) 大保直人, 林和生, 上野建治, 鄭京哲: 大深度鉛直地下構造物の耐震設計用地震荷重, 鹿島技術研究所年報, pp. 63-70, 1992 年 10 月.
- 13) 土木学会関西支部: シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案), 2001 年.
- 14) 大塚久哲: 最新 地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001 年 11 月.
- 15) 土木学会: トンネルライブラリー第 9 号 開削トンネルの耐震設計, 1998 年 10 月.
- 16) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, 2002 年 12 月.
- 17) 鉄道総合技術研究所: シールドトンネル設計標準に関する手引き, 2001 年 3 月.
- 18) 國近光生, 佐藤忠信, 伊東悟: 不連続円筒立坑における 1 次元モデルへの適用, 構造工学論文集 Vol. 50A, 2004 年 3 月
- 19) 國近光生, 佐藤忠信: 応答変位法を用いた組立立坑の非線形梁ばねモデルの解析, 構造工学論文集 Vol. 51A, 2005 年 3 月, 投稿中
- 20) 土木学会: 動的解析の方法, 技報堂出版, pp248-254, 1989.
- 21) 高田至郎, 上田智宏: 組立マンホールの地震応答解析と耐震計算法、土木学会第 56 回年次学術講演会、平成 13 年 10 月

第6章 動的解析による立坑挙動の検証

6.1 結論

これまでは、立坑の地震時の解析は応答変位法を用いた静的解析を行ってきた。しかし、地震時における挙動を把握するためには地震波形を用いた動的解析が必要である。そこで、本章では、地盤中に存在する立坑の動的解析を実施し、静的解析との比較検証を行う。

さらに、立坑が大規模・大深度になるほど設置される地盤条件は多岐にわたり、立坑が液化化するおそれのある砂地盤中にある場合や、硬質地盤における先行掘削による立坑周面地盤が強度低下する場合での特殊地盤条件下での立坑の応答特性についても本章で評価する。

6.2 地盤反力係数の比較

6.2.1 概要

まず、水平方向の地盤反力係数をこれまで日本下水道協会による簡易式により算出してきたが、地盤 FEM モデルを用いた解析や他の協会による簡易式と比較して地盤反力係数の評価式を検証する。比較対照となる算定式としては、以下の3規準に規定されているものとする。なお、地盤モデルにおいては、地盤のせん断剛性を一定として拘束依存性を考慮していない。

- ①地盤 FEM モデルによる解析（以下、「解析値」という）
- ②日本下水道協会¹⁾に準拠（以下、「下水道」という）
- ③道路橋示方書（ケーソン基礎）²⁾に準拠（以下、「道路橋」という）

(1) 地盤 FEM モデル解析による地盤反力係数の算出方法

以下の2種類（CASE1, CASE2）の地盤モデル（図 161～図 163）を採りあげ、法線方向に単位荷重を載荷させたときの変形量から地盤反力係数を算出する。

(2) 日本下水道協会に準拠した地盤反力係数の算出方法

水平方向地盤反力係数は、次式に示される。なお、地盤の変形係数はN値から算出せずに動的な変形係数を求めるためにせん断波速度から算出した。

$$k_h = k_{ho} \cdot (B_h / 0.3)^{-3/4} \dots\dots (6.1)$$

ここに、 k_h ：水平方向地盤反力係数、 k_{ho} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験値に相

当する鉛直方向地盤反力係数で $k_{ho}=1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_D$, E_D : 地盤の動的変形係数で、 $E_D=2(1+\nu) G_D$, G_D : 地盤の動的せん断弾性係数で、 $G_D=\gamma t/g \cdot V_s^2$, g : 重力加速度, V_s : 地盤のせん断弾性係数 (地盤の N 値から算出), B_h : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 ($B_h=\sqrt{A_h}$), A_h : 水平方向載荷面積で、 $A_h=L \cdot 0.8D$, L : 立坑の高さ, D : 立坑の外径

(3)道路橋示方書 (ケーソン基礎) に準拠した地盤反力係数の算出方法

水平方向地盤反力係数は、次式に示される. これも、地盤の変形係数は N 値から算出せずに動的な変形係数を求めるためにせん断波速度から算出した.

$$k_h=k_{ho} \cdot (B_h/0.3)^{-3/4} \dots\dots (6.2)$$

ここに、 k_h : 水平方向地盤反力係数, k_{ho} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験値に相当する鉛直方向地盤反力係数で $k_{ho}=1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_D$, E_D : 地盤の動的変形係数で、 $E_D=2(1+\nu) G_D$, G_D : 地盤の動的せん断弾性係数で、 $G_D=\gamma t/g \cdot V_s^2$, g : 重力加速度, V_s : 地盤のせん断弾性係数 (地盤の N 値から算出), B_h : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 ($B_h=Be$), Be : 荷重作用方向に直交する基礎の換算有効載荷幅で、 $Be=0.8D$, D : 立坑の外径

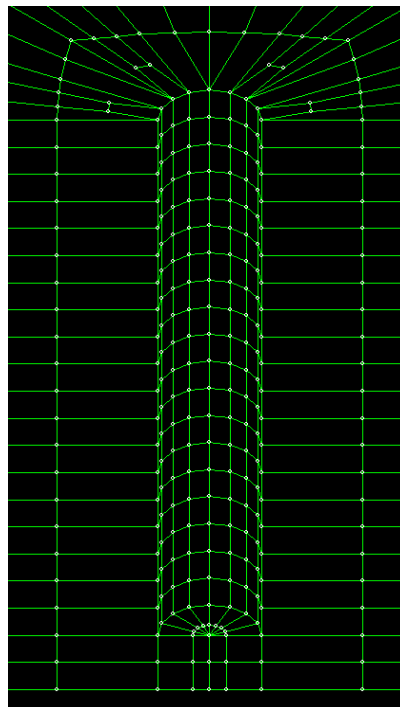


図 161 地盤モデル中心部拡大図

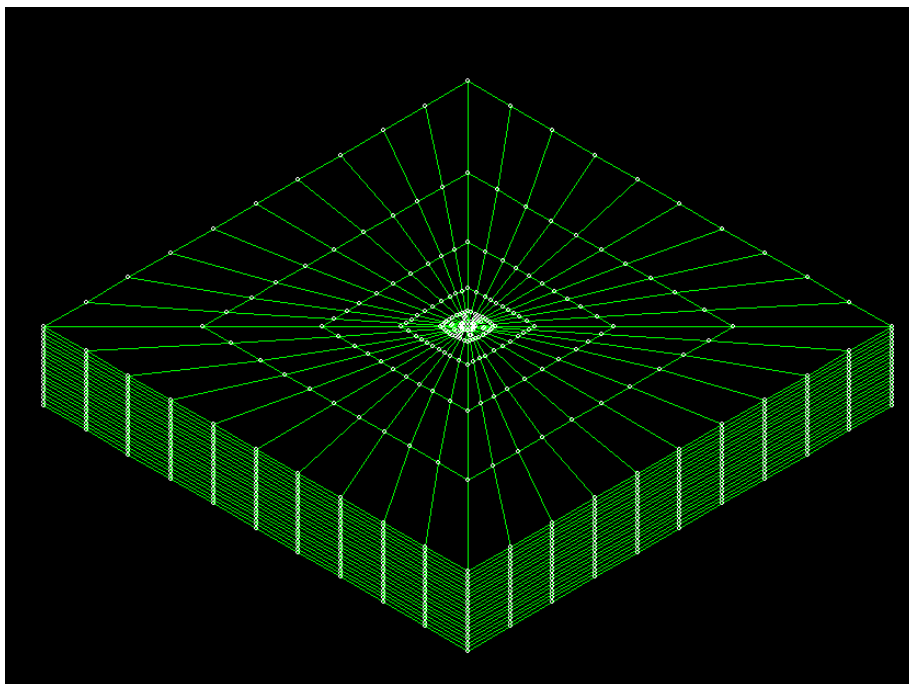


図 162 地盤モデル図 (CASE1)

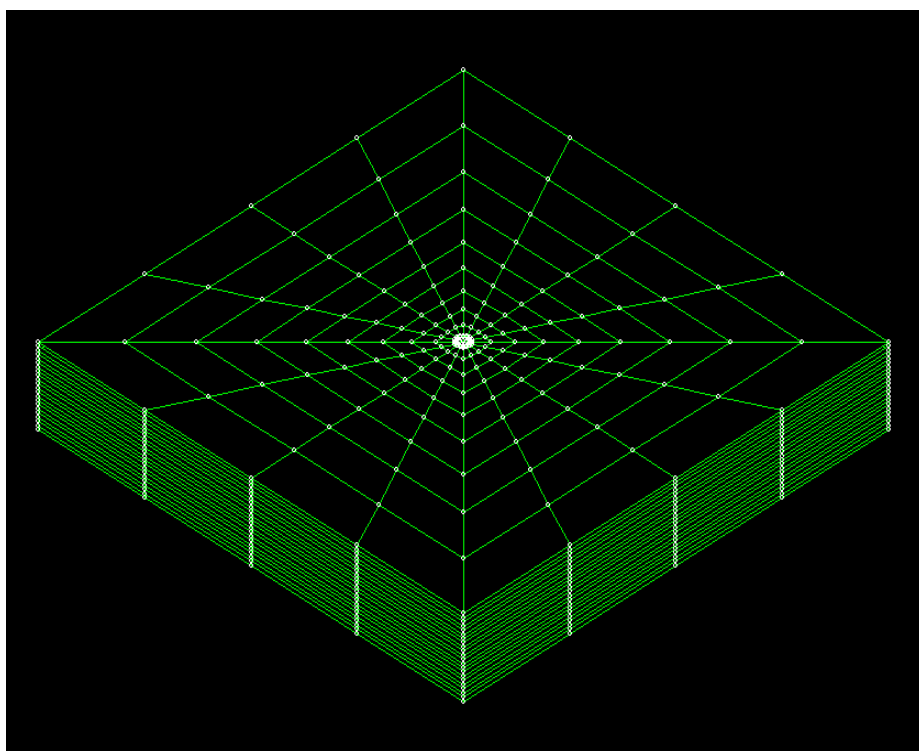


図 163 地盤モデル図 (CASE2)

6.2.2 モデルケース

表 28 に地盤条件および地盤モデル中心開口部の高さ と 外径 の 関係 を 示 す . ま た , 開 口 部 の 外 径 に 対 す る 高 さ の 割 合 (L/D) も あ わ せ て 表 示 す る . 地 盤 は N 値 が 5, 10 お よ び 20 の 3 種 類 と し , 開 口 部 の 形 状 は 外 径 を 一 定 に し て , 高 さ を 変 化 さ せ る .

表 28 解析パターン

| 側面 N 値 | 底面 N 値 | 高さ L (m) | 直径 D (m) | L/D |
|-----------|-----------|-------------|-------------|------|
| 5 | 5 | 8.0 | 6.275 | 1.27 |
| | | 16.0 | | 2.55 |
| | | 24.0 | | 3.82 |
| | | 32.0 | | 5.10 |
| | | 40.0 | | 6.37 |
| 10 | 10 | 8.0 | | 1.27 |
| | | 16.0 | | 2.55 |
| | | 24.0 | | 3.82 |
| | | 32.0 | | 5.10 |
| | | 40.0 | | 6.37 |
| 20 | 20 | 8.0 | | 1.27 |
| | | 16.0 | | 2.55 |
| | | 24.0 | | 3.82 |
| | | 32.0 | | 5.10 |
| | | 40.0 | | 6.37 |

6.2.3 比較解析結果

解析結果を図 164～図 166 に示す.これによると,解析値による水平方向地盤反力係数が、CASE1 では他の手法から算出したものと比べて大きく、CASE2 では道路橋よりは小さいが下水道とは同じか大きい結果となった.CASE1 では、節点数は 6435 で要素数は 8512 である.一方、CASE2 では、節点数は 5203 で要素数は 6288 である.CASE1 のほうが CASE2 よりも 3 割程度要素数が多く、地盤を細かく分割している.CASE1 モデルのほうが CASE2 モデルよりも節点数が 2 割程度多く、要素数も 3 割程度多く細かく要素分割されている.解析結果の相違は、その影響が現れたと考えられる.また、この値は直径に対する高さの割合 (L/D) に依存しない.さらに、これに近い値を示すのが道路橋示方書に準拠したものである.以上より、地盤ばねを算出するには地盤 FEM モデルにより算出することが望ましいが、実施設計を考慮すると経済性および効率性の観点から道路橋示方書に準拠した値を用いて地盤反力係数を算出してもよいと判断する.そのため、以後の動的解析との比較における、静的解析に用いる水平方向地盤反力係数は、①解析値と②道路橋示方書の 2 タイプを用いる.

なお, 地盤モデルにおいては, 解析の便宜上, 地盤のせん断剛性を一定として拘束依存性を考慮していない. せん断剛性の拘束依存性を考慮した解析では, 下水道協会式に近づく可能性は残されている.

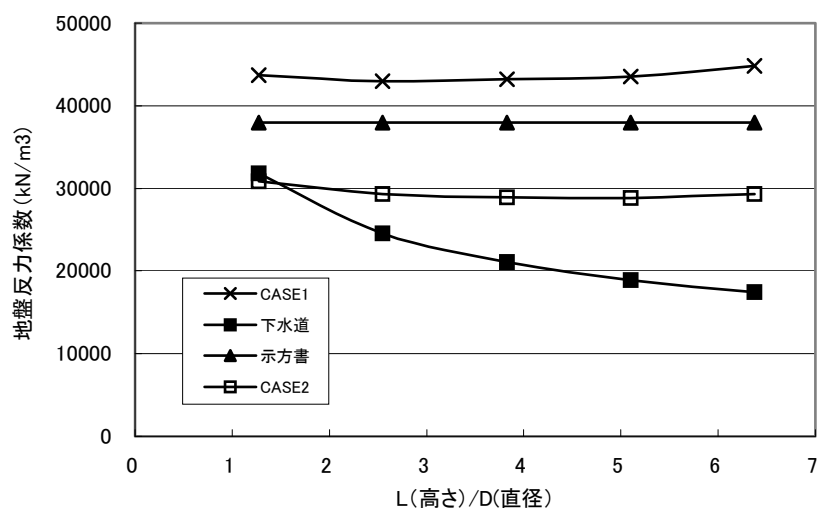


図 164 N 値 5 の場合での水平方向地盤反力係数の比較

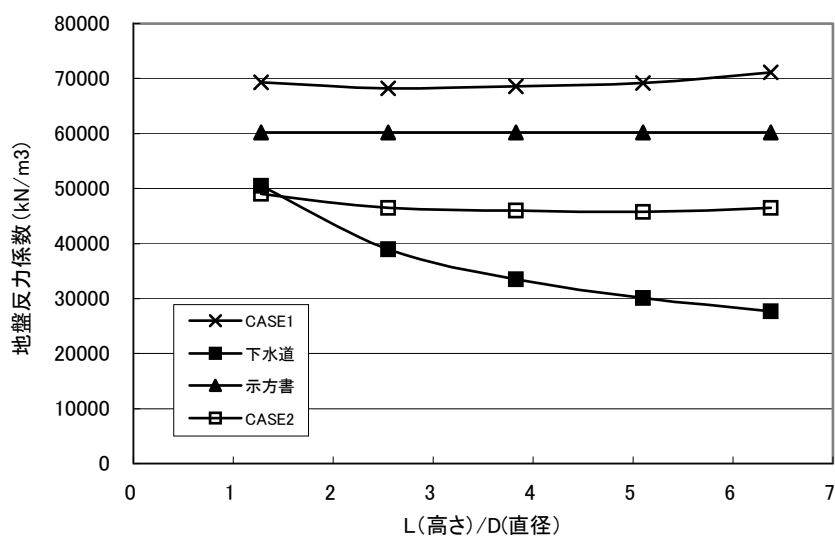


図 165 N 値 10 の場合での水平方向地盤反力係数の比較

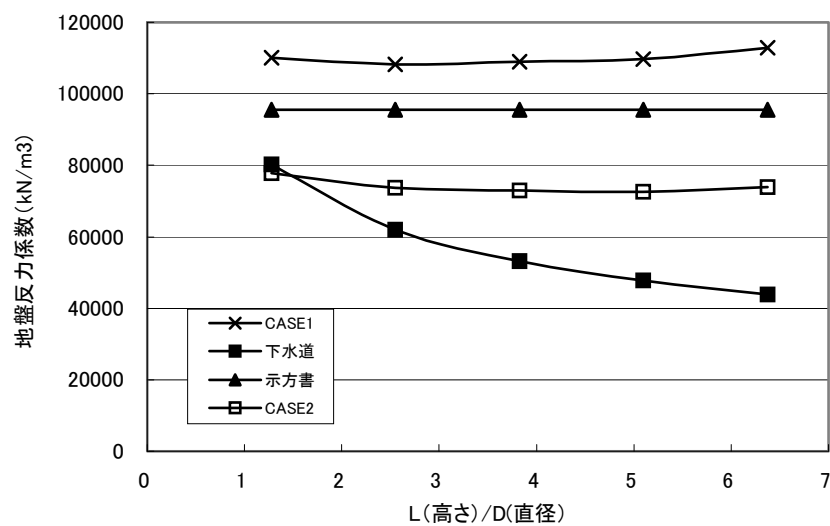


図 166 N 値 20 の場合での水平方向地盤反力係数の比較

6.3 静的解析と動的解析の比較

6.3.1 概要

地震時における挙動を把握するための動的解析と静的解析との比較検証を行う。比較の対象となる立坑は連続構造とし、立坑も地盤も線形応答するものとする。また、静的解析による方法は応答変位法を、動的解析による方法は時刻歴地震応答解析を採用する。

6.3.2 静的解析と動的解析の比較解析

(1) 解析条件

図 167 に示すように周囲は一樣な地盤で基盤に設置された立坑を取り上げる。地盤は周辺地盤がN値 10 で、基盤がN値 50 である。また、立坑の構造仕様を表 29 に示す。立坑の外径は 6.55m、厚みは 0.275m、高さは 40m である。これを比較の対象とする。静的解析においては、立坑を平面版要素でモデル化し、地盤をばねで評価し、応答変位法を採用する。この応答変位法に用いる地震荷重は、自然地盤を対象とした 1 次元地震応答解析を実施し、①地盤変位による荷重、②地震時周面せん断力、および③立坑の慣性力の 3 種類を考慮する。また、動的解析においては、立坑をシェルで、地盤をソリッド要素でモデル化する。図 168 に示す地震波を立坑の基盤に入力した。モデルの境界条件として底面は粘性境界で、側方は水平ローラーとした。また、地盤モデルは地盤反力係数の評価時に用いた CASE1 モデルと CASE2 モデルの 2 種類（図 162～図 163）を採用した。なお、地盤と立坑との接触面において剥離・滑りは考慮していない。

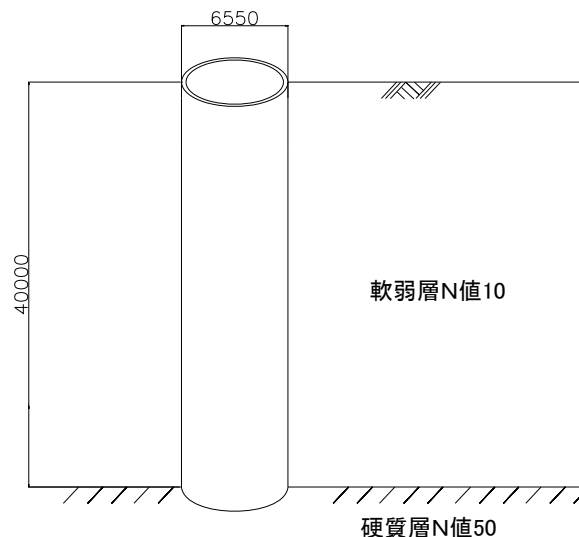


図 167 モデル図

表 29 立坑の物理定数

| 物理定数の種類 | 記号 | 単位 | 構造物 |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| 材質 | — | — | コンクリート |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 |
| ポアソン比 | ν | — | 0.2 |

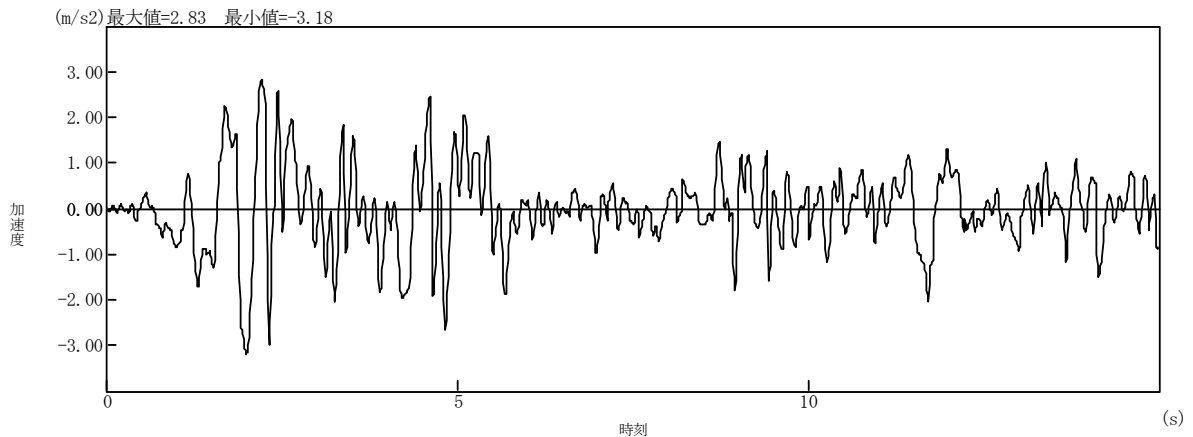


図 168 時刻歴加速度波形 EL CENTRO 地震波

(2)解析結果

CASE1 モデルと CASE2 モデルの 2 ケースについて動的解析と静的解析の比較を行った。また、静的解析においては、地盤ばねを道路橋示方書方式（「地盤ばね 補正なし」という）と、地盤 FEM から算出した地盤ばねに合致させた方式（「地盤ばね 補正あり」という）の 2 パターンを検討した。その結果を図 169～図 172 に示す。なお、曲げモーメントおよびせん断力の値は絶対値表示である。CASE1 モデルでは、「地盤ばね 補正なし」の場合が良く一致し、「地盤ばね 補正あり」では、静的解析値が大きくなる。一方、CASE2 モデルでは、補正の有無にかかわらず動的解析値が静的解析値よりも小さい。補正ありの場合では両者の差が小さくなった。CASE1 モデルのほうが CASE2 モデルよりも要素数 3 割程度多く細かく要素分割されていることから要素分割が細くなれば相関性は更に良くなると考えられる。以上より、全体的に見れば線形レベルでの話であるが、静的解析の応答変位法は動的解析の方法とほぼ同様な結果を与えることが明らかとなった。

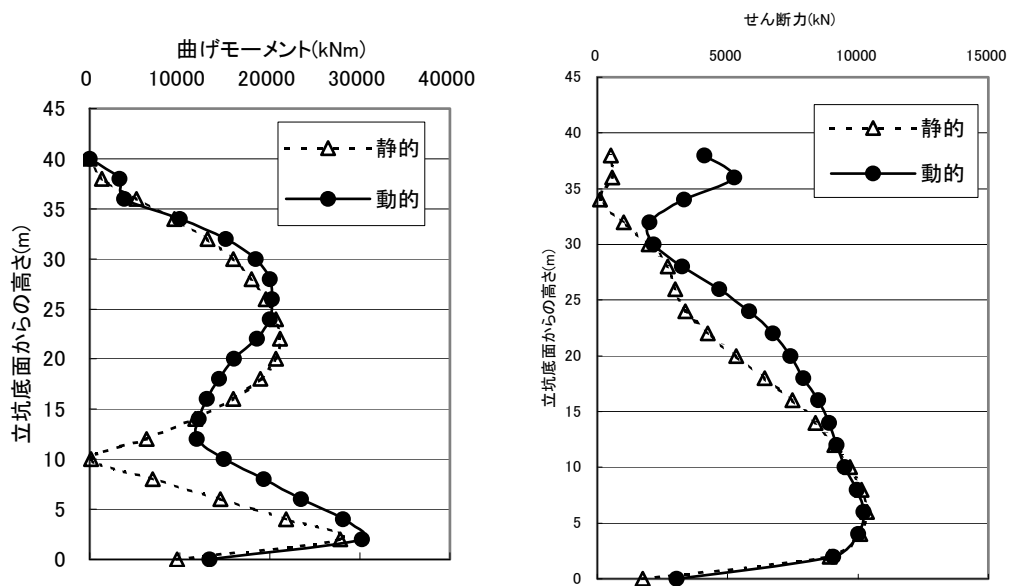


図 169 CASE1 モデル (地盤ばね 補正なし)

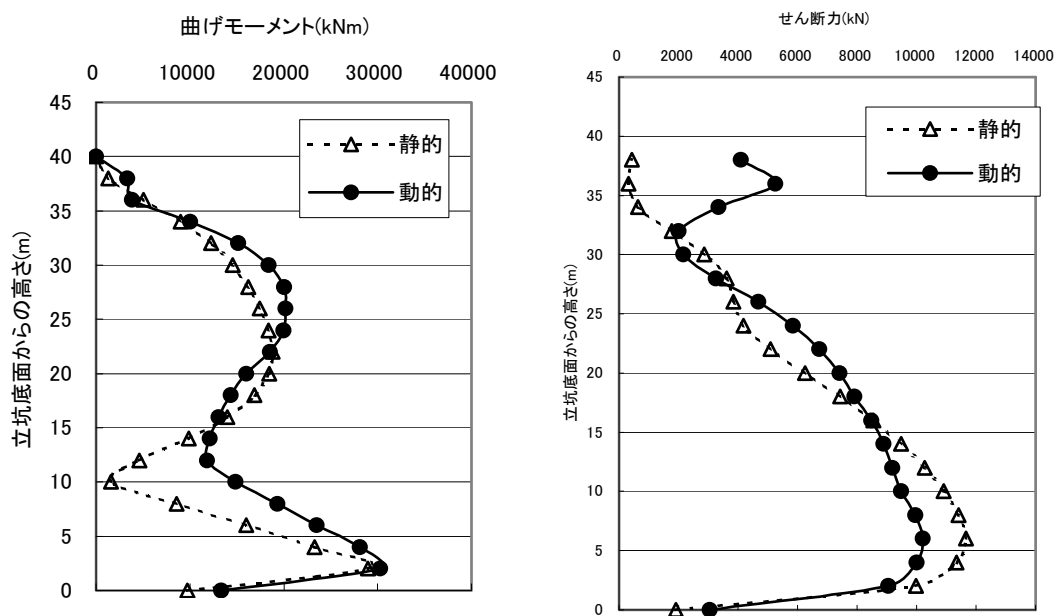


図 170 CASE1 モデル (地盤ばね 補正あり)

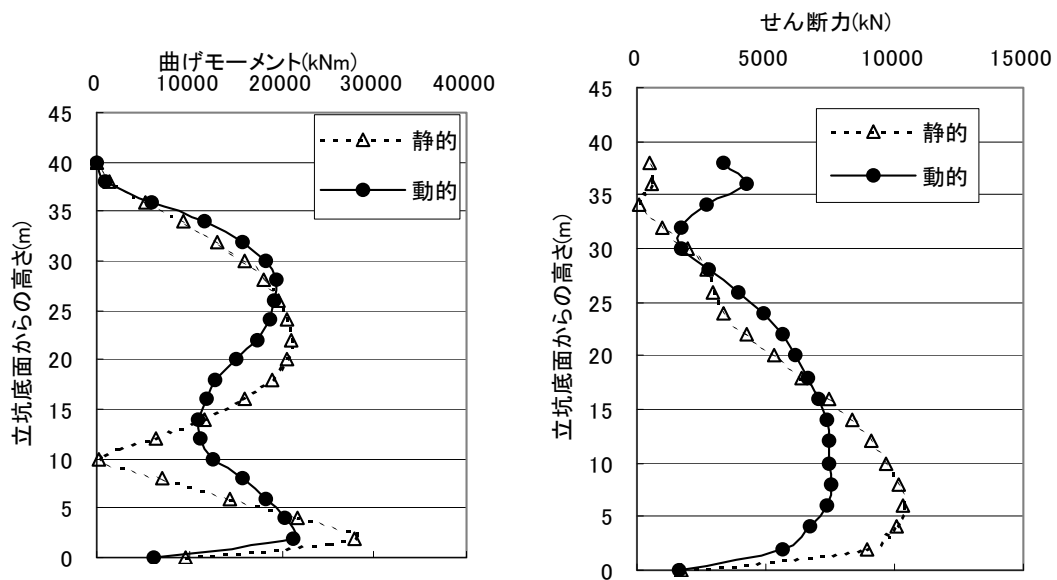


図 171 CASE2 モデル (地盤ばね 補正なし)

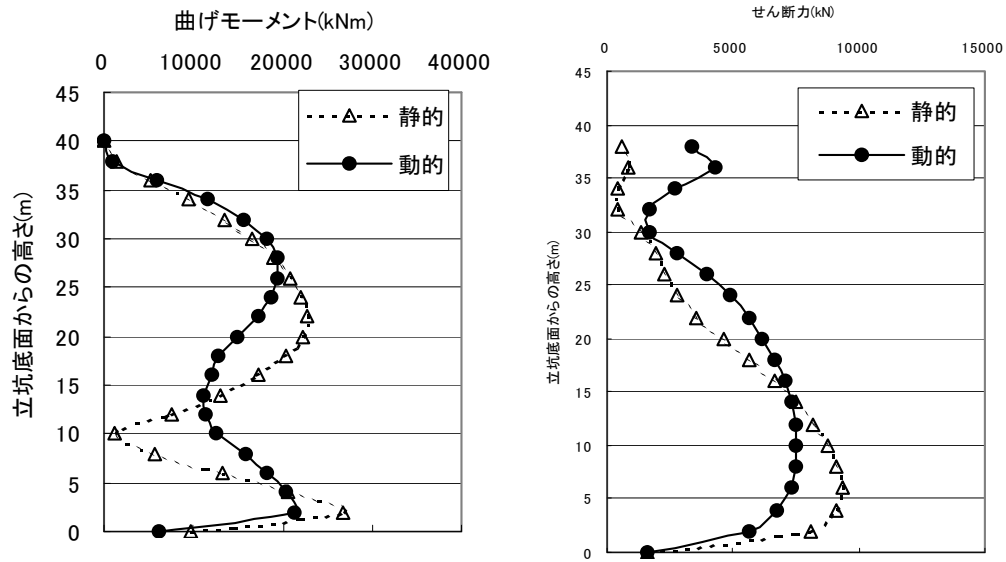


図 172 CASE2 モデル (地盤ばね 補正あり)

6.4 種々の立坑における非線形動的解析

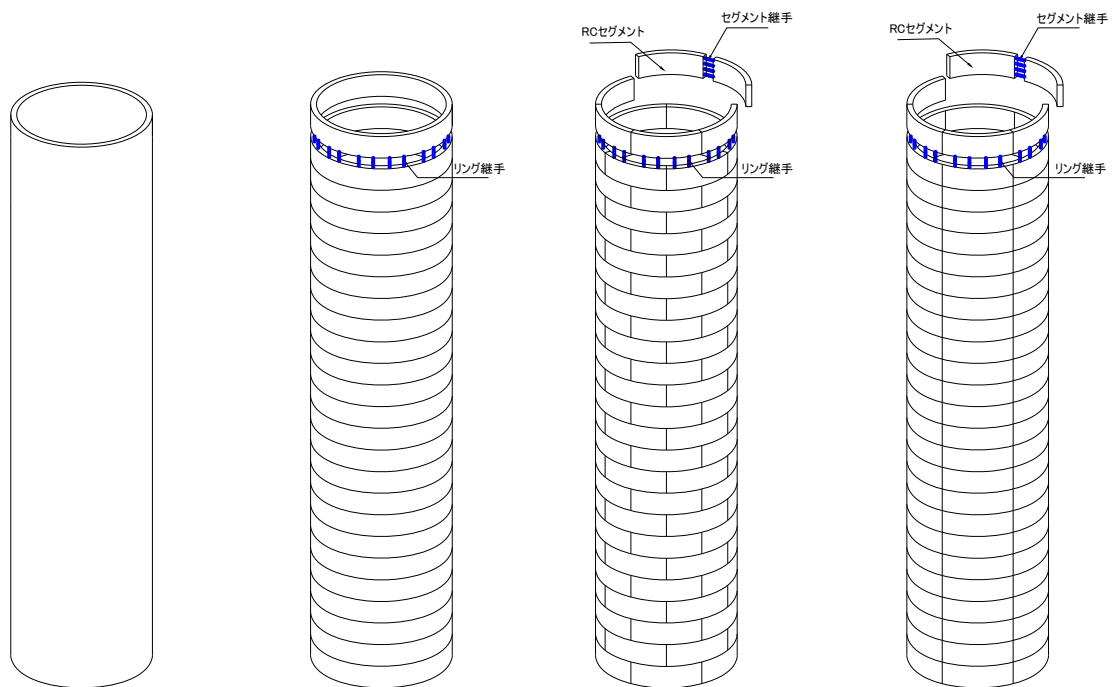
6.4.1 概要

兵庫県南部地震のような極めて強い地震動の下では、地盤やリング継手ともに非線形領域に達すると考えられるので、地盤やリング継手の非線形性が立坑の応答に及ぼす影響を把握する必要がある。そこで、種々の分割あるいは連続の立坑と地盤との動的相互作用を評価するために地盤・立坑の動的解析を実施する。

6.4.2 種々の立坑における解析手法とモデル化

(1) 対象構造物とモデル

図 173 に示すように対象とする立坑は、連続立坑、輪切立坑、千鳥立坑およびイモ継立坑の4種類とする。図 174 に解析の対象とする立坑を示す。立坑は、高さ 40m、外径 6.55m である。解析は、地盤をソリッド要素で、立坑を平面版要素でモデル化する。地盤と立坑との動的相互作用を考慮するためにジョイント要素を設定した。入力加速度地震動を、図 175 に示す。



連続立坑 輪切立坑 千鳥組立坑 イモ継立坑

図 173 立坑構造物

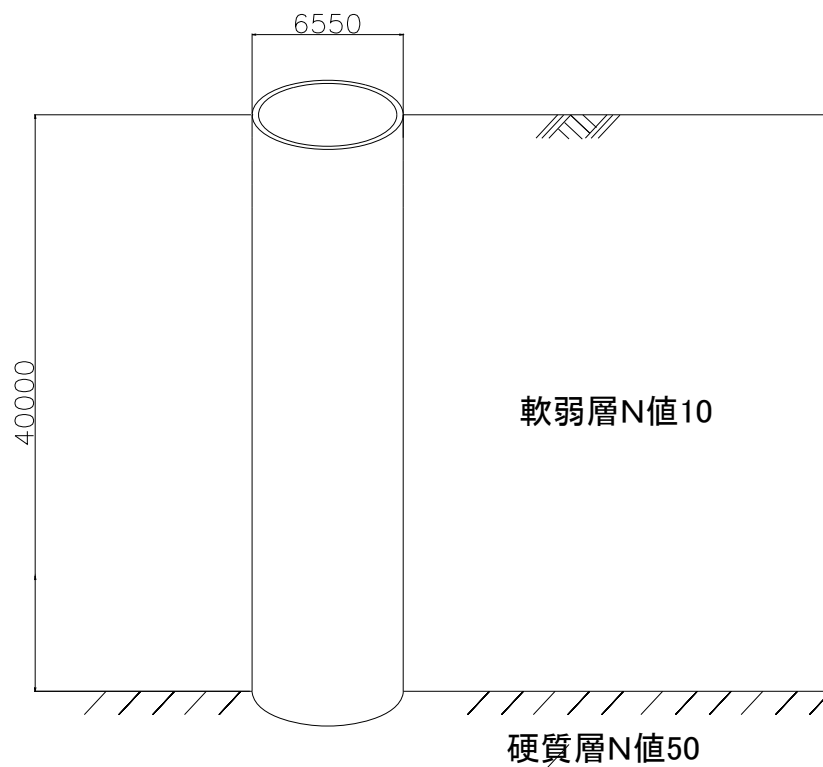


図 174 解析対象

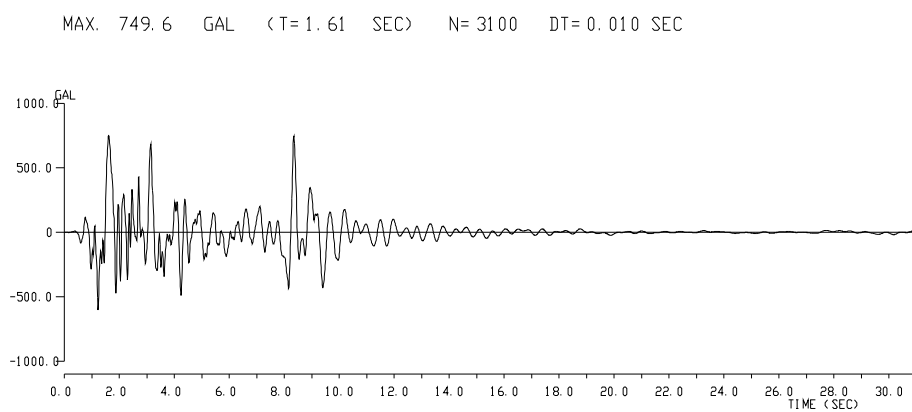


図 175 入力加速度

(2)地盤と基本地盤物性

地盤は、表層に層厚 40mの比較的軟弱な砂質土があり、N 値 50 の砂礫層を含む基盤である。表 30 に地盤の設計定数を示す。せん断波速度とせん断剛性は N 値より設定した。減衰はレーリー減衰とし、固有値解析による地盤の 1 次から 10 次までの振動数から設定した。

表 30 地盤の設定定数

| | 記号 | 単位 | 表層 | 基盤 |
|--------|--------|-------------------|-------|--------|
| 地質 | | | 砂質土 | 砂礫土 |
| 層厚 | H | m | 40 | － |
| N 値 | | | 10 | 50 |
| せん断波速度 | V_s | m/sec | 172 | 294 |
| せん断剛性 | G | kN/m ² | 51319 | 167580 |
| ポアソン比 | ν | | 0.45 | 0.30 |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 17 | 19 |

(3) 立坑の構造仕様

連続立坑では RC 部材のみが、分割された立坑では RC 部材とリング継手とが構成要素となる。立坑の RC 部材の物理定数を表 31 に示す。RC 部材は線形モデルとする。

また、リング継手は図 176 に示すように非線形性を考慮する。リング継手はボルト接合を考慮しており、その荷重変形関係の骨格曲線は、圧縮側の剛性と引張側の剛性（弾性・降伏）の 3 つの勾配によって構成される。リング継手の特性を表 32 に示す。

表 31 立坑の RC 部材の物理定数

| 物理定数の種類 | 記号 | 単位 | 構造物 |
|---------|---------------|-------------------|-------------------|
| 材質 | － | － | コンクリート |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 25 |
| 設計基準強度 | σ_{ck} | N/mm ² | 45 |
| ヤング係数 | E | kN/m ² | 3.6×10^7 |
| せん断弾性係数 | G | kN/m ² | 1.5×10^6 |
| ポアソン比 | ν | － | 0.2 |

表 32 リング継手の特性

| | 記号 | 単位 | 値 |
|-------|----------|------|-------------------|
| 弾性勾配 | AK0 | kN/m | 1.0×10^6 |
| 塑性勾配比 | AK2 | － | 0.25 |
| 降伏強度 | P2 | kN | 300 |
| 圧縮勾配比 | AK1 | － | 100 |
| 圧縮強度 | P1 | kN | 0 |
| 剛性低下比 | α | － | 1.0 |

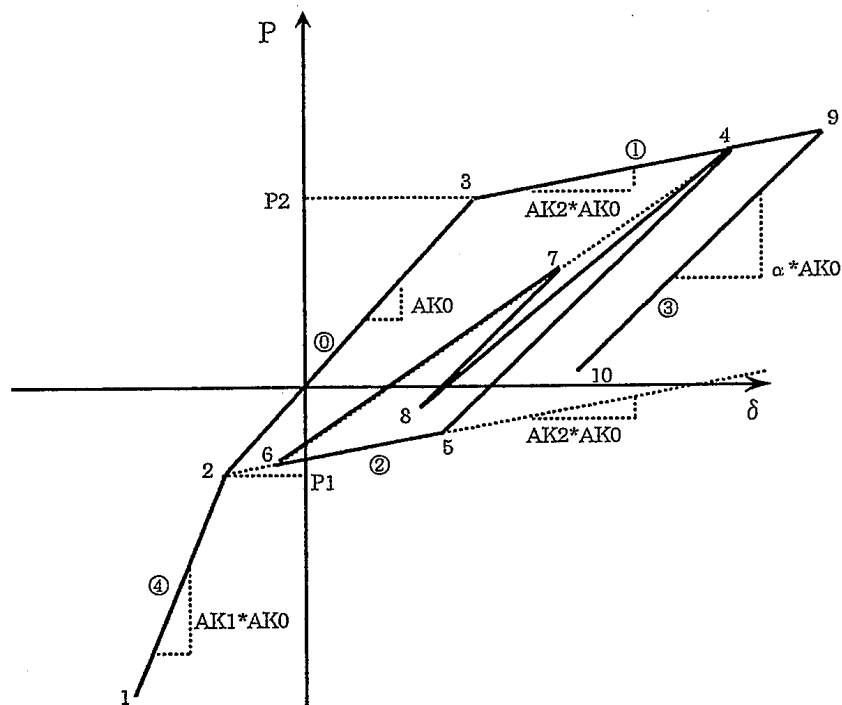


図 176 リング継手の非線形モデル

(4) 地盤の非線形性のモデル化

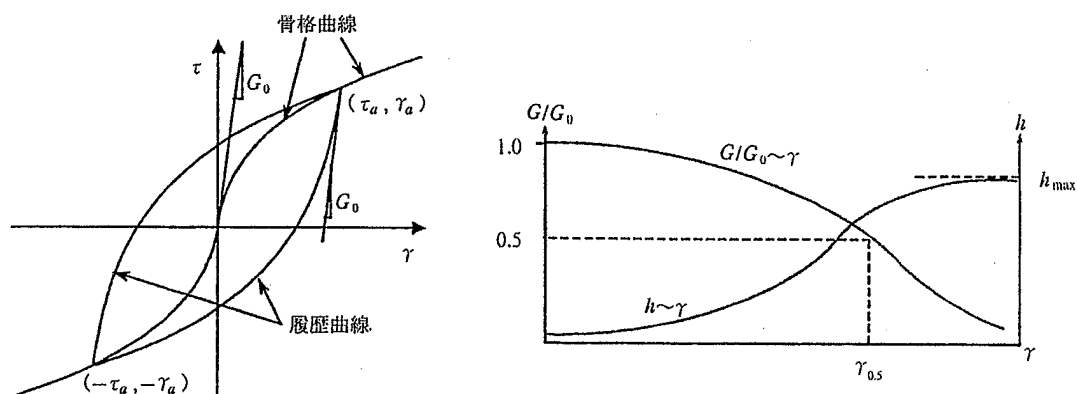
レベル 2 地震動ではひずみレベルが大きくなるので地盤の非線形性を考慮する. 解析に用いる地盤の復元力特性の非線形モデルは図 177 に示すように修正 Ramberg-Osgood モデル (修正 R-0 モデル) である. このモデルは次式に示すように 3 つのパラメータ G_0 , α , β で決定される.

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \dots\dots\dots (6.3)$$

この α , β は次式で示すように地盤物性のパラメータ h_{\max} , $\gamma_{0.5}$ に置き換えられ, 解析に用いた修正 R-0 モデルのパラメータを示す.

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta \dots\dots\dots (6.4)$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \dots\dots\dots (6.5)$$



(a) 修正 Ramberg-Osgood モデル (b) 修正 Ramberg-Osgood モデルの $G/G_0, h \sim \gamma$ 関係

図 177 修正 Ramberg-Osgood モデル

表 33 解析に用いた修正 R-O モデルのパラメータ

| | $\gamma_{0.5} (\%)$ | $h_{max} (\%)$ |
|----|---------------------|----------------|
| 砂 | 0.0607 | 24.94 |
| 砂礫 | 0.0348 | 14.42 |

(5) 地盤と立坑との不連続特性

立坑と地盤と間には図 178 に示すような剥離・滑りの現象が生ずる. この現象を評価するためにジョイント要素を導入し, 地盤と構造物 (立坑) が接触 (圧縮)・剥離 (引張) する場合を軸方向特性で評価し, 滑動する場合をせん断方向特性で評価するジョイント要素を採用した. その変位と力の関係図を図 179 に示す. 図中の軸特性における σ は各地点の側圧を, せん断特性における τ_{max} は最大せん断強度を示し, モーロ・クーロン式 ($\tau = C + \sigma \tan \phi$, C : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角) から算出する.

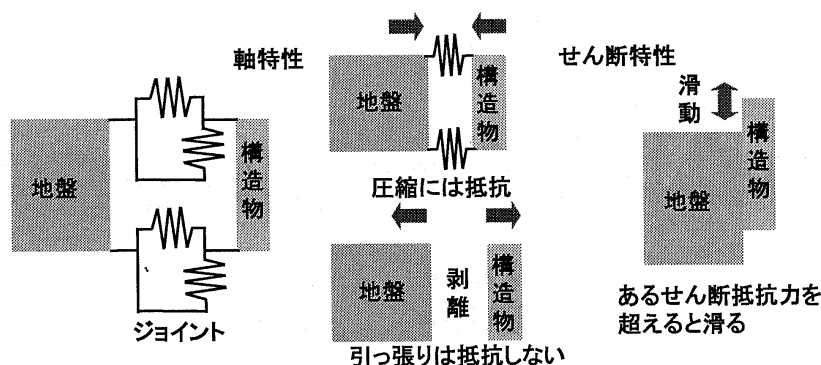


図 178 立坑と地盤との不連続特性

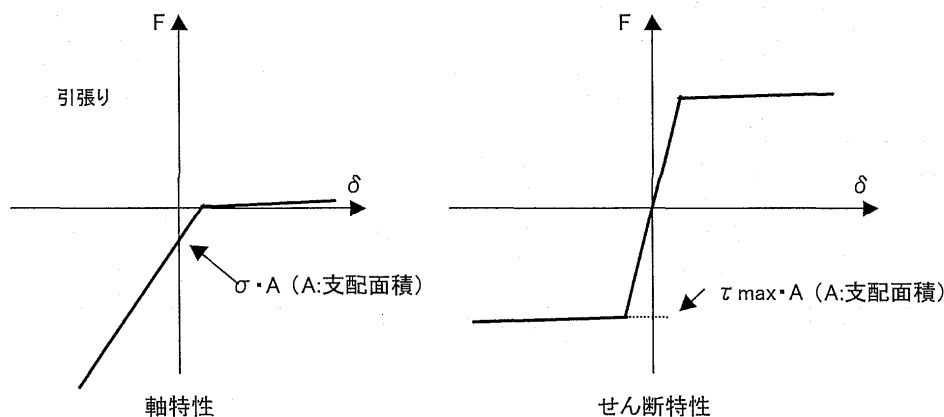


図 179 立坑と地盤との軸方向およびせん断方向の不連続特性

6.4.3 解析結果および考察

上述の種々の立坑における非線形動的解析による立坑に発生する水平変位,鉛直方向曲げモーメント,鉛直方向せん断力および円周方向曲げモーメントの解析結果を図 180～図 183 に示す.なお,これらの値は絶対値表示である.まず,図 180 に示す水平変位に関しては,水平変位量としてはどの立坑においてもほぼ同じであるが,連続立坑だけが他の立坑と異なる変位分布を示す.連続立坑の曲げ剛性を 100%とすると,他の立坑の曲げ剛性は 14%程度である.分割された立坑は地盤の剛性に近くなり地盤振動と追従する現象を示すが,連続立坑では剛性が地盤と比べてかなり高いために地盤振動とは異なる挙動を示す.次に,図 181 に示す鉛直方向曲げモーメントにおいては,連続立坑に発生する曲げモーメントは他の立坑と比較して 6 割程度大きい.水平変位はどれも同程度であるが,連続立坑の曲げ剛性が他の立坑よりも 6 倍程度大きいことに起因している.連続立坑よりも分割された立坑のほうが曲げ剛性が小さくなり,それだけ発生する曲げモーメントも小さくなるので,必要とされる断面性能も小さくなるので,耐震上有利となる.また,図 182 に示す鉛直方向せん断力においては,鉛直方向曲げモーメントほどの相違はないが,それでも連続立坑の場合が他の立坑よりも発生するせん断力は大きい.これにおいても分割された立坑に発生するせん断抵抗力が小さく設定できる.さらに,図 183 に示す円周方向曲げモーメントにおいては,どの立坑も似たような挙動を示すが,イモ継立坑の場合が最も発生する曲げモーメントが小さい.イモ継立坑の場合には立坑の頂部から底部まで同一の配列構造であり,継手部が上から下まで同じ位置にあることから,円周方向の曲げモーメントは輪切立坑や千鳥立坑と比較して小さくなったと考えられる.一方,千鳥立坑の場合は,継手部の上下はリングに拘束されるため,複雑な挙動により部分的に大きな曲げモーメントが発生したと考えられる

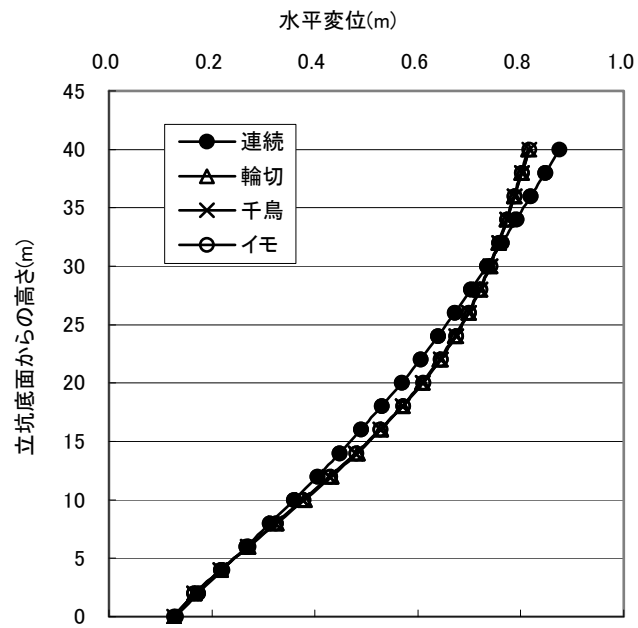


図 180 水平変位

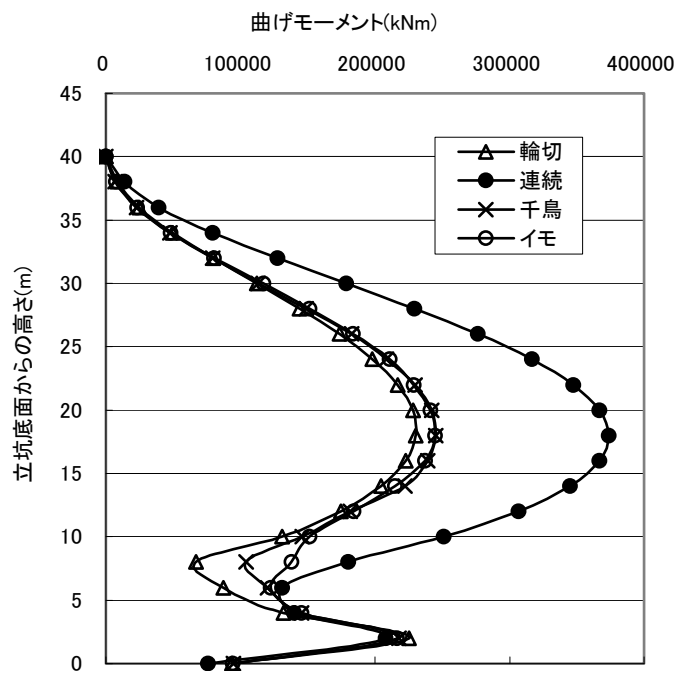


図 181 鉛直方向曲げモーメント

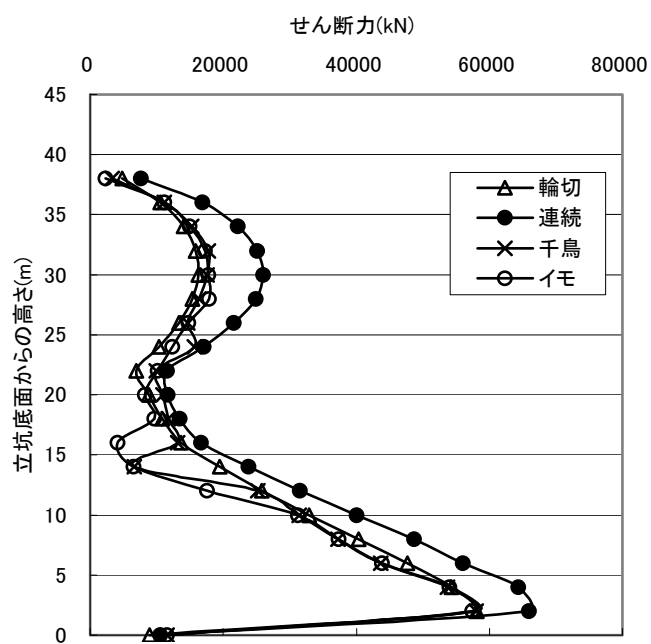


図 182 鉛直方向せん断力

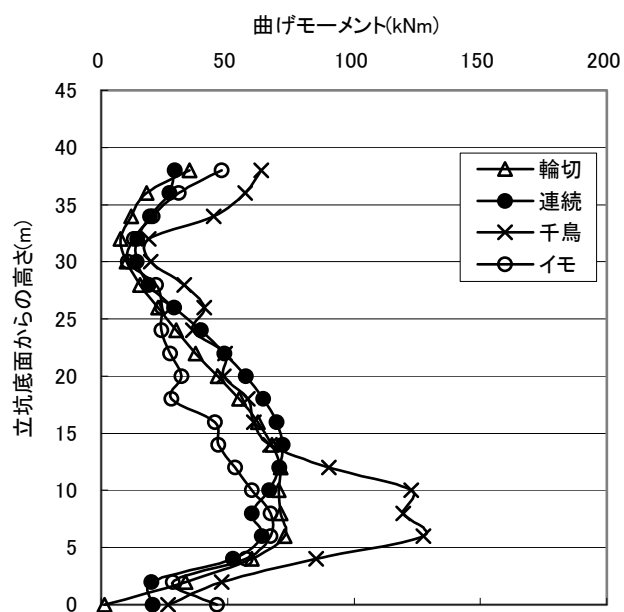


図 183 円周方向曲げモーメント

6.5 動的解析による非線形梁ばねモデルの検証

5.5 非線形梁ばねモデルを用いた応答変位法による解析において、応答変位法を用いてリング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いた1次元モデルによる解析と有限要素法による3次元解析を比較した。結果として、曲げ剛性の有効率 η をパラメータとした補正係数を導入すれば3次元FEMモデルによる解析結果を1次元梁ばねモデルのそれと一致させることができた。本節では、5.5節での解析条件を踏まえて動的解析を実施し、非線形梁ばねモデルの適用性について検証する。

6.5.1 動的解析を含めた静的解析との比較

(1) 概要

対象とする立坑および地盤を図184に示す。動的解析における解析条件の設定方法は、前節で用いた条件設定を踏襲し、立坑を平面要素で地盤をソリッド要素でモデル化する。また、入力地震動はレベル1地震動（図136）およびレベル2地震動（図137）を考慮し、立坑底面に入力する。さらに、今回は、全ケースは考慮せずに、リング継手のモデルは表34に示すCase4のみを考える。

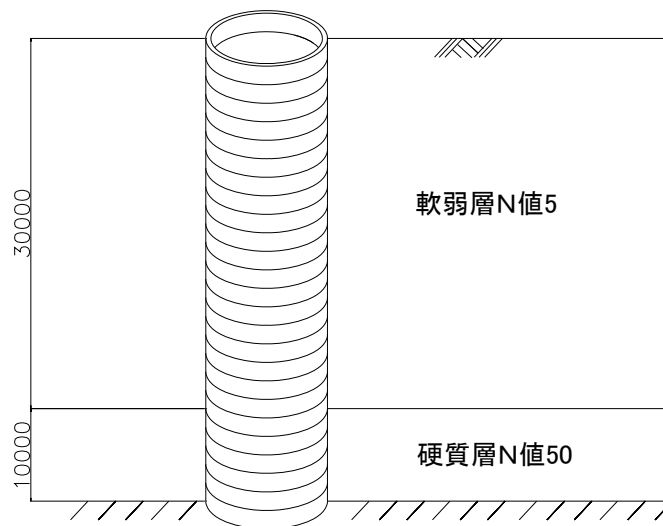


図 184 立坑および地盤モデル

表 34 リング継手特性

| | 単位 | Case4 |
|------------|------|--------------------|
| 有効率 η | % | 30 |
| 引張ばね | kN/m | 1×10^6 |
| 圧縮ばね | kN/m | 1×10^9 |
| 降伏比 | — | 0.25 |
| 降伏変位 | M | 3×10^{-4} |

(2)解析結果

図 185～図 188 にレベル 1 地震動とレベル 2 地震動における立坑に発生する曲げモーメントおよびせん断力の分布を絶対値で図示する. この中には, 5.5 節で求めた FEM と梁ばねモデルによる静的解析の結果に動的 FEM 解析の値を加えている. 図中において, ”動的 FEM” は非線形時刻歴応答解析による動的 FEM 解析の結果を, ”静的 FEM” は応答変位法による 3 次元 FEM モデルによる静的 FEM 解析の結果を, ”はり” は非線形梁ばねモデルによる静的解析の結果を, ”修正はり” は曲げ剛性の有効率を補正係数として非線形梁ばねモデルの静的解析の結果を修正したものを示す.

静的 FEM 解析においては, 地盤の非線形性を剛性低下した評価で対処しているが, 動的 FEM 解析においては地盤モデルとして修正 Ramberg-Osgood モデルを考慮し, ひずみレベルに応じて剛性低下を考慮している. また, リング継手に関しては, 静的 FEM 解析では荷重変形曲線が一意的であるのに対し, 動的 FEM 解析では履歴ループを描く直線を採用している.

このように解析条件は異なるが, レベル 1 地震動では静的 FEM 解析と動的 FEM 解析の結果がほぼ一致し, レベル 2 地震動では動的 FEM 解析の結果が静的 FEM 解析よりも地盤およびリング継手の非線形特性の影響で立坑に達成する断面力が比較的小さくなっている. しかしながら, 全体的にみると静的 FEM 解析は動的 FEM 解析を比較的反映していると判断される. 以上のことから, 不連続立坑の設計において, 非線形梁ばねモデルを用いた解析は, 実際の地盤内の立坑に発生する断面力を再現できると考えられる.

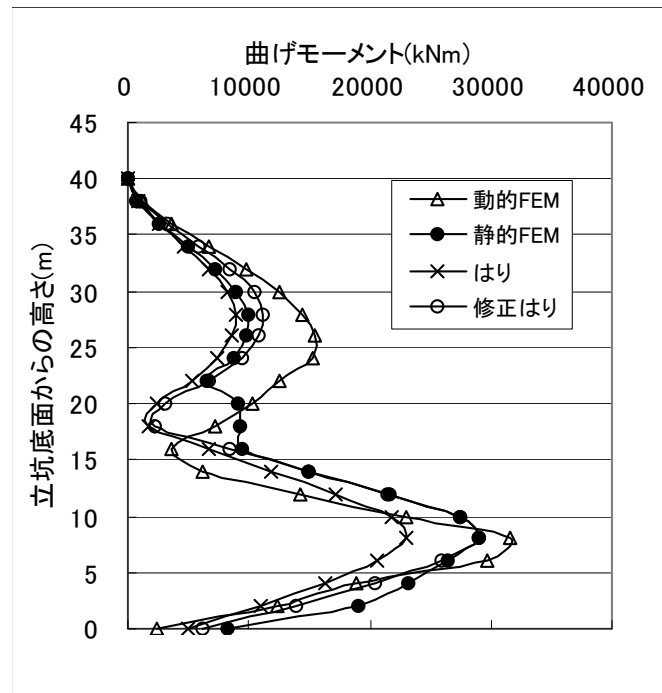


図 185 曲げモーメント図 (レベル1)

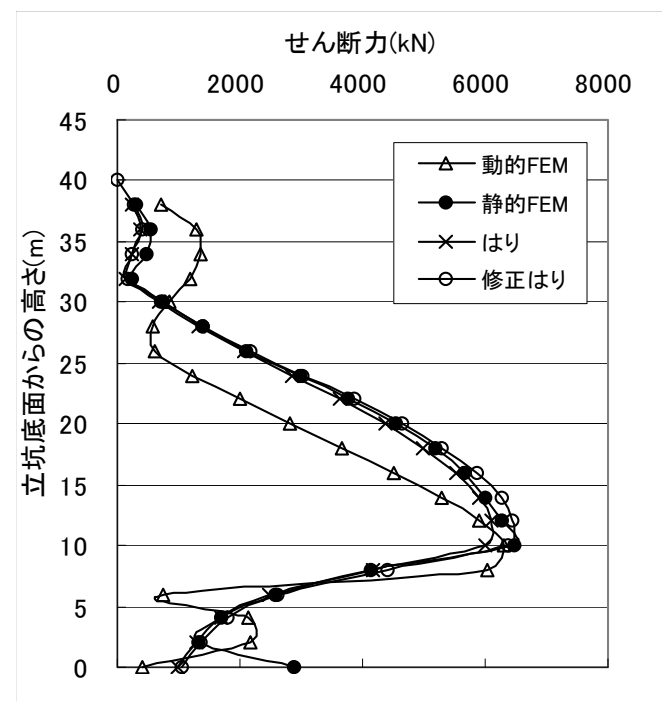


図 186 せん断力図 (レベル1)

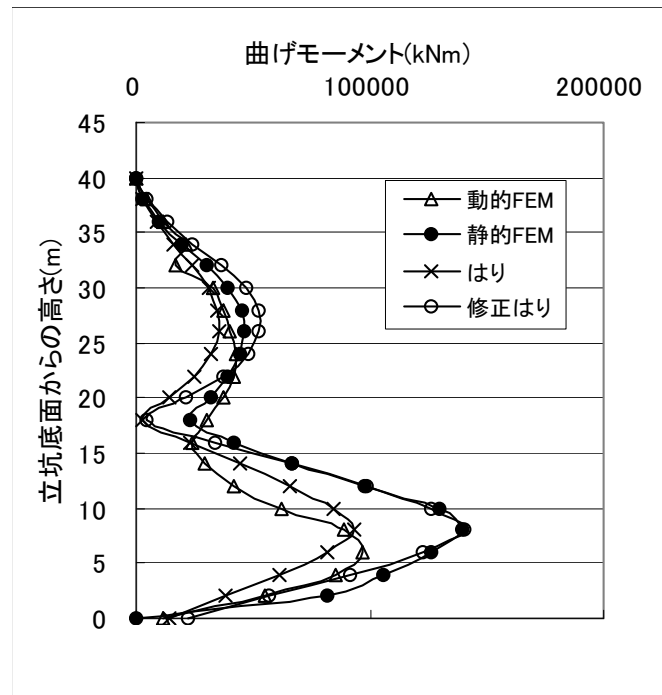


図 187 曲げモーメント図（レベル 2）

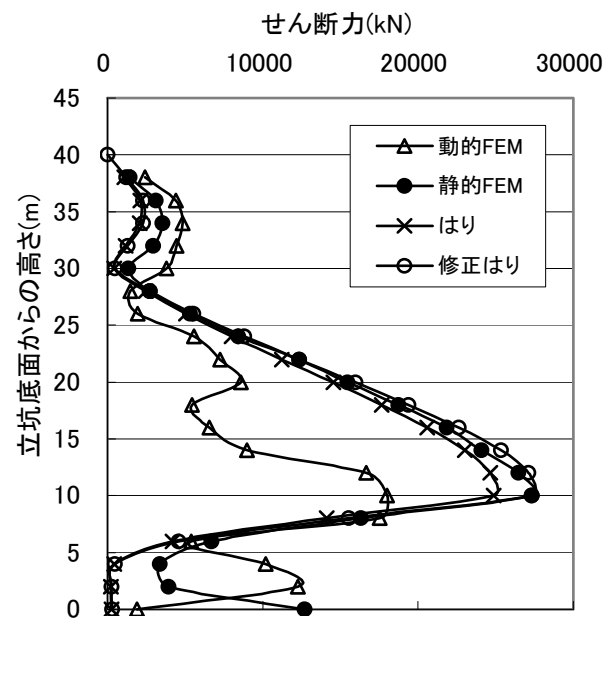


図 188 せん断力図（レベル 2）

6.6 特殊地盤条件下での立坑応答特性の把握

立坑が大規模・大深度になるほど設置される地盤条件は多岐にわたる。良好で均一な地盤中にある場合は、中規模程度の地震では立坑に発生する変形が小さく、一般には地震の影響は比較的小さいと考えてよいが、

- ①立坑が軟弱地盤中にある場合
- ②立坑が液状化するおそれのある砂地盤中にある場合
- ③立坑周辺の土質性状や基礎の深さなど、地盤条件が急変する場合
- ④立坑の断面の変化部やトンネルとの接続部など、構造条件が急変する場合

また、レベル 2 クラスの巨大地震が想定される地域等では、上記の場合以外であっても地震の影響について慎重に検討する必要がある³⁾。

そこで、この節では、立坑が液状化するおそれのある砂地盤中にある場合や、硬質地盤における先行掘削による立坑周面地盤が強度低下する場合での特殊地盤条件下での立坑の応答特性を評価する。

6.6.1 表層が液状化するような軟弱な地盤での立坑応答特性

(1) 概要

1995 年兵庫県南部地震をはじめ、液状化による地中構造物の被害が報告されている。地中構造物の被害形態として、地震中の過大な地盤変位や流動変位による躯体の破損、地震時土圧の増加による躯体の破損などがある。マンホールなどの小規模立坑においては液状化による浮上りも報告されている。そこで、液状化の予想される地盤内に分割立坑を設置した場合の挙動解析を行う。

(2) 解析手法

解析には 2 次元有効応力解析コード LIQCA を用いた。なお、この解析コードに、ばね部材の要素を今回新たに組み込んだ。場の方程式には土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする u-p formulation を用いており、力のつりあい式と連続式が連成したものとなっている。微小変形理論に基づいて、有限要素法(節点での土骨格の変位)と有限差分法(要素重心での過剰間隙水圧)を適用し、空間離散化を行っている。また、時間積分には Newmark の β 法を用いている。砂の構成モデルとして、Okazaki⁴⁾の繰返し弾塑性モデルを用いた。この構成則の特徴として、①非線形移動硬化則の利用による数値解析上の安定性向上、②塑性ひずみ履歴に依存したせん断剛性の利用による大ひずみの表現、③過圧密境界曲面および一般化した非関連流動則を用いたダイレイタンスの柔軟な表現などがある⁵⁾。

(3)解析条件

解析モデルを図 189 に示す. モデル底面の変位は固定とし, 側面では水平固定とした. また, 間隙水については, 地表面に水位を設定するため地表面のみを排水境界とし, その他の面は全て非排水境界とした. 境界条件として分割立坑は, 1 次元梁ばねモデルで表現する. 円筒リングは梁要素でリング継手はばね要素で表現する. 立坑と地盤との周辺状況を拡大した図を図 190 に示す. 地層はN 値 10 の砂層が 20m 存在し, その地盤モデルのパラメータを表 35 に, 分割立坑の物理定数を表 36 に示す. なお, 本解析においては, リング継手のばねは全て線形とした. 入力地震動には, 前節で用いた図 175 に示すレベル 2 地震動を用いた. 解析時間増分は 0.001 秒とし, 解析時間は 10 秒間とした. Rayleigh 減衰は初期剛性比例型とし, 減衰定数を 2% と設定した. また, 連続した立坑と比較するために分割立坑で用いた物理定数の中でリング継手のばね定数をかなり大きく設定し, 連続した立坑と等価な立坑としての解析も行った.

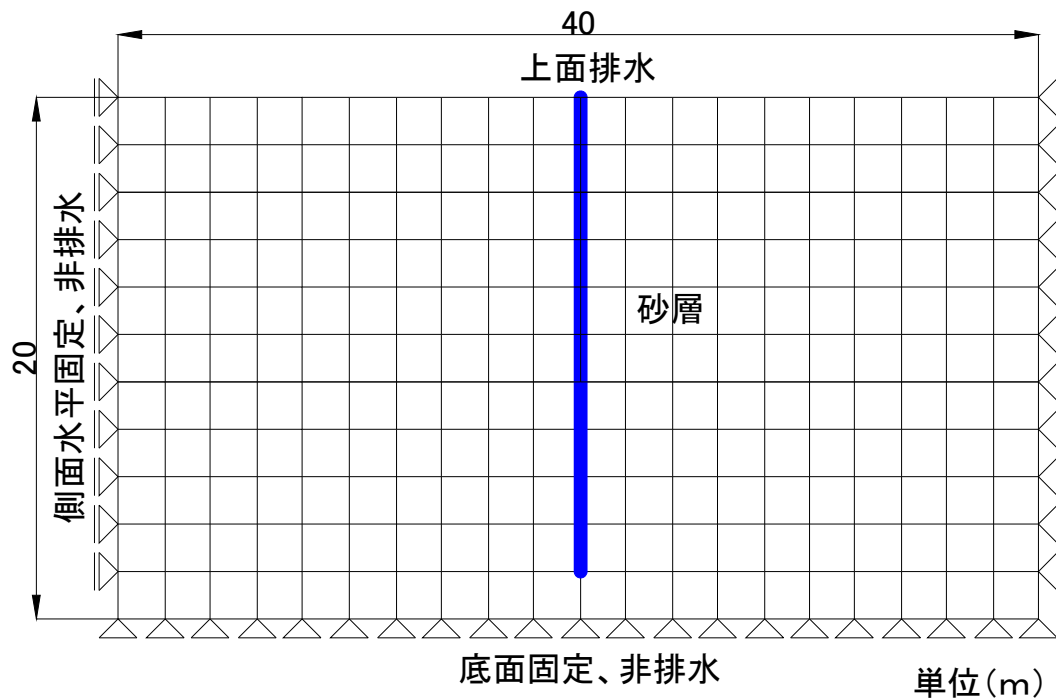


図 189 解析モデル

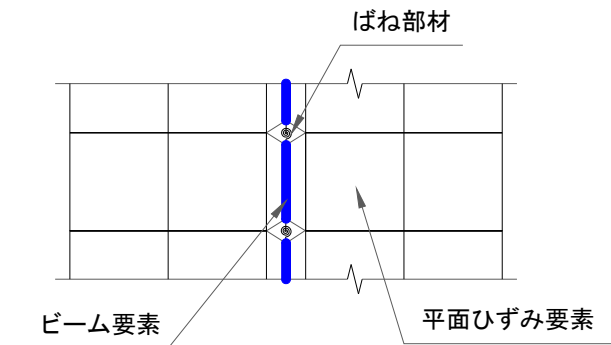


図 190 立坑地盤周辺モデル拡大図

表 35 砂層地盤モデルのパラメータ

| 項目 | 記号 | 数値 | 単位 |
|------------|----------------------|-----------------------|------------------|
| 密度 | ρ | 1.735 | t/m ³ |
| 初期間隙比 | e o | 1.143 | |
| 透水係数 | k | 2.93×10^{-6} | m/s |
| 圧縮指数 | λ | 0.025 | |
| 膨張指数 | κ | 0.0025 | |
| 初期せん断係数比 | G_o / σ'_{mo} | 443 | |
| 破壊応力比 | Mf | 1.308 | |
| 変相応力比 | Mm | 0.909 | |
| 硬化パラメータ | Bo | 3200 | |
| 異方性消失パラメータ | Cd | 2000 | |
| 甦生基準ひずみ | γ_p | 0.001 | |
| 弾性基準ひずみ | γ_e | 0.006 | |
| ダイレイタンシー係数 | Do | 3.5 | |
| ダイレイタンシー係数 | n | 1.1 | |

表 36 分割立坑の物理定数

| 項目 | 記号 | 数値 | 単位 |
|-------|-----------|------------|--------------------|
| 立坑 | 外径 | Do | 4.45 |
| | 高さ | L | 20.0 |
| | 側厚 | t | 0.225 |
| | 分割高 | B | 2.00 |
| | 断面積 | A | 2.986 |
| | 断面二次モーメント | I | 6.683 |
| | ヤング係数 | Ec | 3.6×10^4 |
| リング継手 | 個所数 | n | 16 |
| | 軸方向ばね定数 | kt | 1.00×10^6 |
| | 回転ばね定数 | K_θ | 7.88×10^7 |
| | せん断ばね定数 | K_s | 1.00×10^8 |
| | 鉛直ばね定数 | K_v | 1.00×10^8 |

(4)解析結果

上記の条件下で解析した立坑に発生する鉛直方向の曲げモーメントおよびせん断力の結果を図 191～図 192 に示す。なお、これらの値は絶対値表示である。立坑モデル下端が剛な地盤に設置されているため発生する曲げモーメントおよびせん断力は立坑の最下部において最大値を示している。これによると、立坑に発生する断面力に関しては、曲げモーメントおよびせん断力のいずれの場合も分割立坑のほうが連続立坑よりも発生する断面力が小さい。そのため分割立坑の方が断面力の低減が図れることになる。リング継手の剛性を小さくすればするほど、立坑に発生する断面力は小さくなるが、その代わりにリング継手に負担がかかり、予想以上の変形により止水性が確保できないといったことが発生しないように変形性能および止水性能を満足するようにリング継手の剛性を決定する必要がある。なお、本解析においては地盤の液状化そのものよりも梁ばねモデルに立坑をモデル化したことによってどの程度断面力の低減が図れるかを主体としたものとなった。

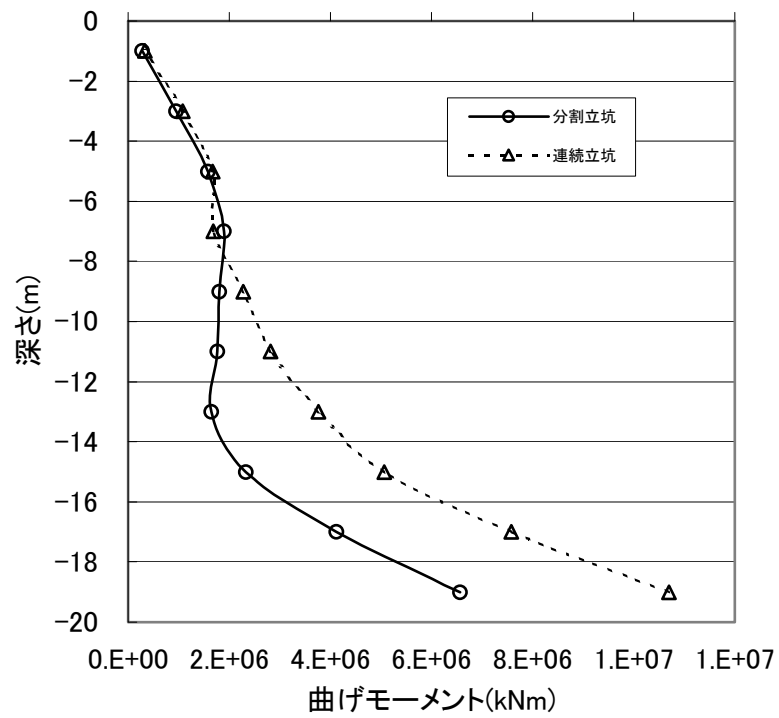


図 191 鉛直方向曲げモーメント

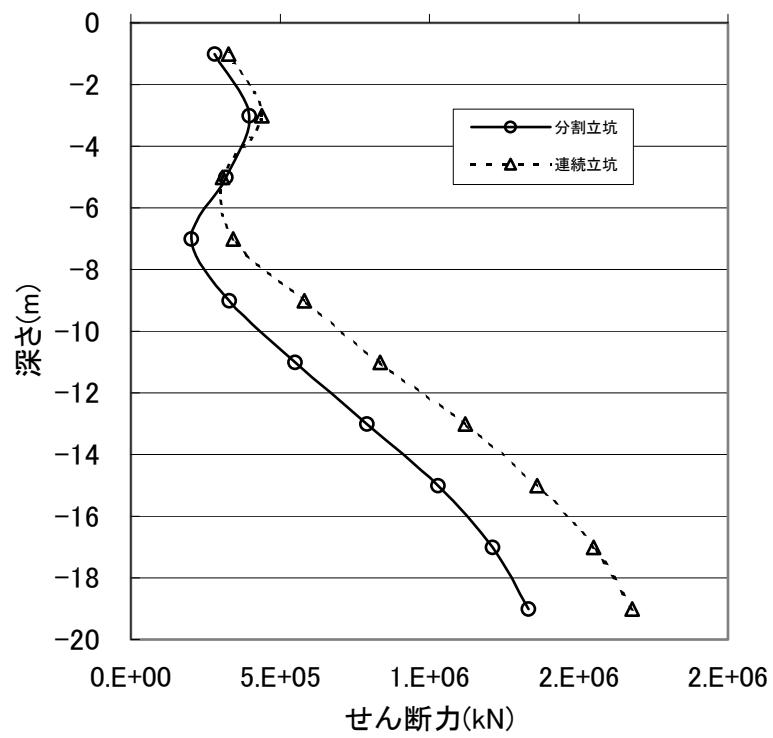


図 192 鉛直方向せん断力

6.6.2 先行掘削により立坑周面地盤の強度が低下する場合の立坑応答特性

(1) 概要

硬質地盤中に立坑を構築する場合, 立坑周辺の地盤を緩めることが一般的に行われている. そのため立坑が設置されることにより周辺地盤の強度が低下し, 地震時において立坑周辺は比較的地盤が軟弱で, 立坑周辺を除く地盤は硬質地盤であるため立坑が複雑な挙動を示すことが想定される. このような場合の立坑の応答特性を把握することにより地盤のゆるみの影響について評価する.

(2) 解析条件

「6.4 種々の立坑の非線形動的解析」の節で採用した立坑・地盤 FEM モデルによる非線形時刻歴動的解析を利用した. 立坑としては“輪切立坑”のみとし, 立坑周辺の地盤条件を変化させることにより立坑に及ぼす応答を評価する. 図 193 に解析の対象とする立坑および地盤を示す. 表層地盤の N 値は 30 とし, 立坑周面の地盤は図示のように地盤 N 値について 5, 10, 20 および 30 の 4 タイプを考え, それぞれ Type1, 2, 3 および 4 とし, 表 37 に地盤の土質定数を全ケース示す. また, それ以外の立坑の解析条件は「6.4 種々の立坑の非線形動的解析」の節で採用した立坑モデル (表 31 および表 32) による. また, 地震動は図 175 に示したレベル 2 地震動を採用する.

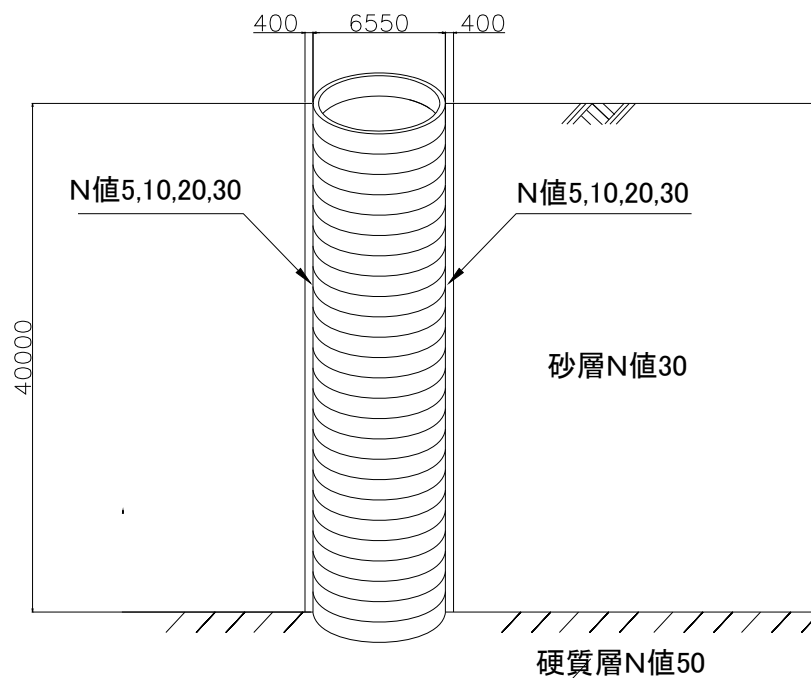


図 193 解析対象

表 37 地盤の土質定数

| タイプ | | | Type1 | Type2 | Type3 | Type4 | — |
|--------|--------|-------------------|-------|-------|-------|--------|--------|
| | 記号 | 単位 | 表層 | 表層 | 表層 | 表層 | 基盤 |
| N 値 | | | 5 | 10 | 20 | 30 | 50 |
| せん断波速度 | V_s | M/sec | 137 | 172 | 217 | 249 | 294 |
| せん断剛性 | G | kN/m ² | 32463 | 51531 | 86612 | 113494 | 168405 |
| ポアソン比 | ν | | 0.45 | 0.45 | 0.4 | 0.35 | 0.30 |
| 単位体積重量 | ρ | kN/m ³ | 17 | 17 | 18 | 18 | 19 |

(3)解析結果

上記の条件下で解析した立坑に発生する鉛直方向の曲げモーメントおよびせん断力の結果を図 194～図 196 に示す。なお、これらの値は絶対値表示である。これによると、水平変位および曲げモーメントに関しては、どの Type においてもほとんど相違が見られない。しかしながら、せん断力に関しては、Type1→Type2→Type3→Type4 になるほど、すなわち、立坑周囲の地盤の剛性が、それ以外の地盤の剛性に近づくほどせん断力は大きくなる。逆に言えば、立坑周囲の地盤がそれ以外の周辺地盤よりも剛性が低下すれば、立坑に作用するせん断力は低減される。図 197 に立坑周囲と周辺地盤が同一である Type4 に対して他の Type の剛性および最大せん断力の割合を示したものである。図中の横軸は Type4 での地盤の初期せん断剛性 G_4 に対する Type 1～Type3 の初期せん断剛性 G_i の割合を示し、縦軸は Type4 での立坑に発生する最大せん断力 Q_{4max} に対する Type 1～Type3 の最大せん断力 Q_{imaxi} の割合を示す。これによると、立坑周囲の地盤剛性がそれ以外の周辺地盤の剛性に対して 3 割程度になれば、せん断力は約 85% 低減される。

以上より、地震動によって立坑に発生する水平変位は、立坑周囲の地盤剛性が変化しても地盤全体から考えるとわずかな部分であるため、ほとんど変化がない。そのため、立坑に発生する曲げモーメントにも変化は見られない。しかしながら、立坑と接する地盤の剛性が小さくなるほど、せん断抵抗も小さくなり、立坑に発生するせん断力が小さくなる。そのため、周辺地盤が非常に剛な地盤である場合、立坑周囲の地盤を緩めることは、立坑のせん断抵抗を低減させる上で非常に有利に作用する。本解析では、不連続立坑として輪切立坑を採り挙げたが、連続立坑と比べて輪切立坑の方が断面力が低減されることが判明しているので、周辺地盤を緩める事により輪切立坑に発生するせん断力をさらに低減させる働きがあり、耐震上有利に作用する。これをイモ継立坑に採用すれば、さらに断面力の低減効果が見込まれることになる。

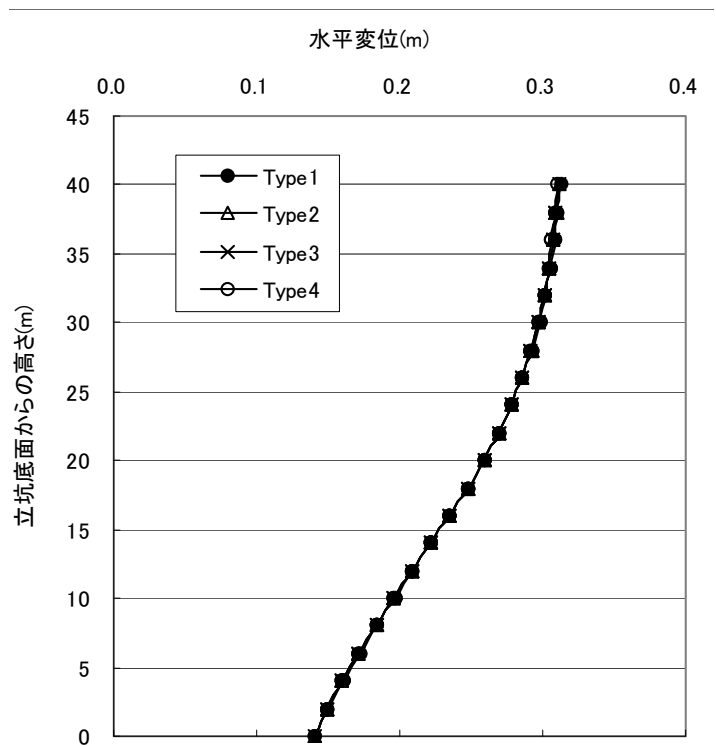


図 194 水平変位

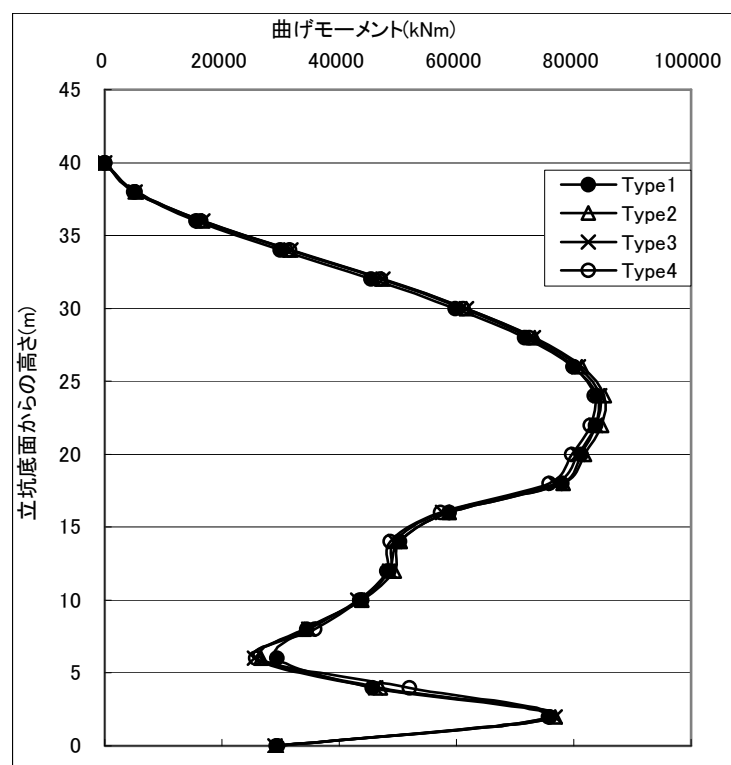


図 195 鉛直方向曲げモーメント

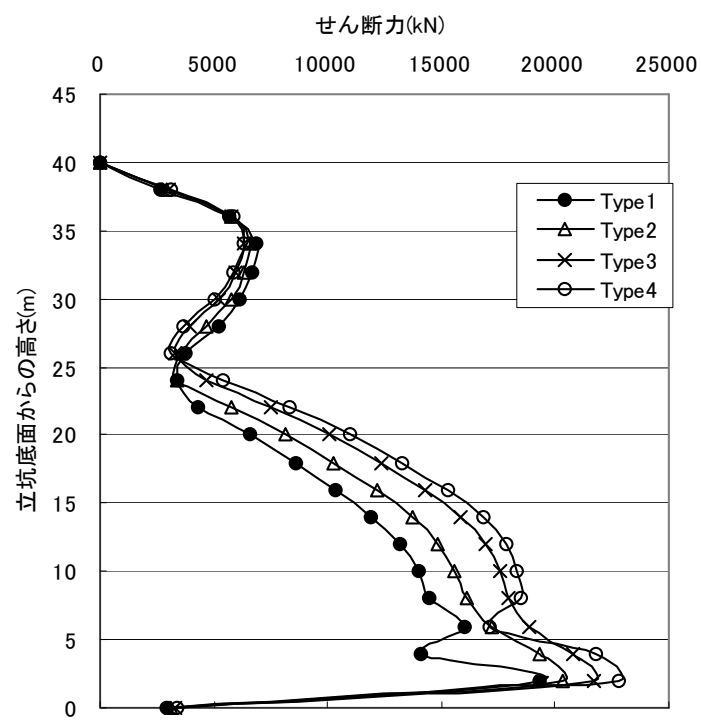


図 196 鉛直方向せん断力

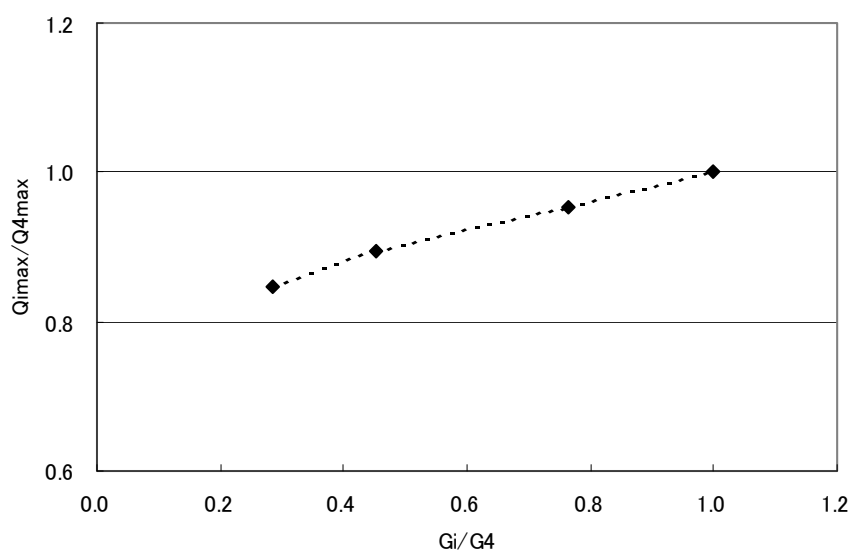


図 197 周辺地盤せん断剛性比 G_i/G_4 とタイプ別最大せん断力比 Q_{imax}/Q_{4max} との関係

6.6 まとめ

動的解析による立坑の挙動について検証し、立坑が液状化するおそれのある砂地盤中にある場合と、硬質地盤における先行掘削により立坑周面地盤の強度が低下する場合とを対象とした、特殊地盤条件下での立坑の応答特性を評価した。得られた知見を以下に述べる。

- 1) 地盤ばねを算出するには地盤 FEM モデルにより算出することが望ましいが、実施設計を考慮すると経済性および効率性の観点から道路橋示方書に準拠した値を用いて地盤反力係数を算出してもよい。なお、地盤のせん断剛性はその拘束依存性を考慮していない。
- 2) 応答変位法を用いた静的解析の結果を検証するために動的解析を実施した。地盤および立坑は線形と仮定し、地盤をソリッド要素で立坑を平面版要素でモデル化した。その結果、応答変位法による静的解析は動的解析の方法とほぼ同様な結果になった。応答変位法自体がレベル 2 地震動に対応できるかどうか問題はあるものの⁶⁾、レベル 1 地震動であれば応答変位法を用いた静的解析により動的解析を代用できると考えられる。
- 3) 種々の立坑においてレベル 2 地震動を用いて地盤および継手部の非線形性を考慮した解析を行った。立坑に発生する水平変位はどれも同程度であるが、変形分布が異なり分割された立坑は地盤振動に追随するが、連続立坑の場合では地盤と比べて剛性が高いため、全体的に地盤とは異なる挙動を示す。また、鉛直方向曲げモーメントおよびせん断力に関しては、連続立坑が他の立坑と比較して発生する断面力は大きい。分割された立坑は連続立坑と比較して曲げ剛性が小さいことが断面力を小さくしている主な原因と考えられる。さらに、円周方向曲げモーメントに関してはイモ継立坑の場合が他の立坑と比べて発生する曲げモーメントが比較的小さい。これは立坑の頂部から底部まで同一の配列構造であり、継手部が上から下まで同じ位置にあるためであると考えられる。
- 4) 応答変位法を用いてリング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いた 1 次元モデルによる解析と有限要素法による 3 次元解析に加えて動的解析を実施し、非線形梁ばねモデルの適用性について検証した。その結果、解析条件は多少異なるものの、全体的に見れば、動的解析の結果は静的解析を比較的よく反映していると判断される。以上のことから、不連続立坑の設計において、非線形梁ばねモデルを用いた解析は、実際の地盤内の立坑に発生する断面力を再現できると考えられる。
- 5) 液状化する地盤内に設置された立坑に発生する断面力は、連続立坑と比べて分割立坑のほうが断面力の低減が図れる。リング継手の剛性を小さくすればするほど立坑に発生する断面力は小さくなるが、リング継手に負担がかかり、予想以上の変形により止水性が確保できないことが発生しないようにリング継手の剛性を決定する必要がある。

6) 先行掘削により立坑が設置されることにより立坑周辺の地盤の剛性が原地盤よりも低下した場合の解析を行った。その結果、地震動によって立坑に発生する水平変位は、立坑周面の地盤剛性が変化しても地盤全体から考えればわずかな部分であるため、ほとんど変化がない。そのため、立坑に発生する曲げモーメントにも変化は見られなかった。しかし、立坑と接する地盤の剛性が小さくなるほど、せん断抵抗も小さくなり、立坑に発生するせん断力が小さくなる。そのため、周辺地盤が非常に剛な地盤である場合、立坑周面の地盤を緩めることは、立坑のせん断抵抗を低減させる上で非常に有利に作用することが明らかとなった。

通常的设计段階においてFEMによる動的解析が使われるケースが非常に多くなっている。しかし、静的解析による設計手法は依然として主流である。詳細設計段階において構造物の地震時の挙動を詳細に把握するためには動的解析による必要があるが、概略設計段階において迅速にしかも経済的に構造物の構造仕様を決定するためには静的解析が重要となる。本章では、静的解析の妥当性を評価するとともに、静的解析だけでは評価しきれない種々の現象を把握するために動的解析を行い一定の見解を得た。

第 6 章の参考文献

- 1) 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例－管路施設編－, 2001. 4, p12-1～12-59.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編, 2002. 3, p131
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, 平成 8 年版, pp. 34
- 4) 渦岡良介, 立石章：液状化地盤中の埋設管の浮上り挙動に関する 2 次元有効応力解析, 第 48 回地盤工学シンポジウム, 2003 年 11 月
- 5) Oka, Yashima, Tateishi, Taguchi and Yamashita: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, Geotechnique, 1999.
- 6) 森伸一郎, 平田昭博：地盤-杭基礎構造物系の地震応答に及ぼす系構成要素の非線形性の影響, 構造工学論文集 Vol. 48A, 2002 年 3 月
- 7) 土木学会：開削トンネルの耐震設計 トンネルライブラリー第 9 号, 平成 10 年 10 月 pp. 56-pp. 57
- 8) CRC ソリューション: DINAS マニュアル, 2003
- 9) 土木学会：土木構造物の耐震設計入門, 2001 年 10 月, pp171
- 10) 土木学会関西支部：シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案), 2001 年.
- 11) 大塚久哲：最新 地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001 年 11 月.
- 12) 土木学会：動的解析の方法, 技報堂出版, pp248-254, 1989.
- 13) 川島一彦, 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994
- 14) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用, 1996. 4
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編, 2002. 3
- 16) 土岐憲三：構造物の耐震解析, 技報堂出版, 1981
- 17) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994. 5
- 18) 土木学会関西支部：関西における地下空間の活用と技術, 平成 6 年 8 月
- 19) 土木学会：コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 2002 年
- 20) 日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント, 2001 年 7 月.
- 21) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 平成 11 年 10 月, 丸善
- 22) 鉄道総合技術研究所：土木構造物 動的解析指針, 昭和 62 年 9 月
- 23) 文龍：地盤の液状化・流動化現象の統一的解析法に関する研究, 2002 年 5 月, 京都大学学位論文.
- 24) 松丸貴樹：液状化・流動化過程における杭-地盤系の動的解析, 2002 年 2 月, 京都大学卒業論文.
- 25) 高田至郎, 上田智宏：組立マンホールの地震応答解析と耐震計算法、土木学会第 56 回年次学術講演会、平成 13 年 10 月
- 26) 岡二三生：土質力学演習, pp144-157, 1995 年 9 月.

第7章 結論

7.1 本研究のまとめ

本研究の目的は、セグメントを鉛直方向に積み重ねた立坑のような不連続な鉛直地下構造物を大深度立坑として用いた場合における、地震時の挙動を解析・評価し、その耐震設計法を確立することである。シールドトンネルで用いられるセグメントを鉛直方向に設置して立坑として利用するためには、耐震性能を有する永久構造物としなければならない。そこで、地盤と立坑の相互作用、立坑の構造特性、実務設計に使用できるモデル化の提案を行うために地震時における挙動を静的解析だけでなく動的解析についても実施した。

第1章では、現在までの立坑およびシールドトンネルの耐震設計手法の設計基準や最近の研究成果を示し、関連分野の研究の現状を概説した。セグメントを鉛直方向に積み重ねた立坑の耐震解析を合理的に行うための方法論に関する研究はほとんどなされておらず、不連続構造体としての立坑の耐震設計法は未だ整備されていないのが現状である。その研究の位置づけを明らかにした。

第2章では、立坑と地盤との構造特性の差によるキネマティック相互作用を評価した。数種類の地震波を用いて地盤振動の波長に対する地盤と立坑の剛性比の関係 (L_0/λ) が、立坑の並進および回転に及ぼす影響を評価した。立坑の並進に関わる指標としては T_{sway} を、立坑の回転に関わる指標として T_{rock} を導入した。これらの指標により L_0/λ をパラメータとして立坑と周辺地盤が共に挙動する現象や、立坑が次第に地盤の応答に追従しなくなる現象を表現することができた。また、他の異なる地震波においても、 L_0/λ と立坑の並進および回転との関係は、多少の違いは見られるものの、ほぼ同様な結果が得られた。さらに、立坑と群杭についても比較し、立坑は群杭と比べてフーチングの頭部拘束体がないため、立坑のほうが群杭よりも並進の影響は少ないが、回転の影響を少し強く受ける傾向が見られた。

第3章では、前半の部分においては、立坑と地盤との剛性比が立坑の応答に及ぼす影響を評価し、後半の部分においては、地震時に立坑に発生する部材力の低減を図るために、立坑を不連続体とした場合について詳細な検討を加えた。

まず、立坑と地盤の剛性の違いが立坑の地震応答特性に及ぼす影響を解析的に評価した。ここでは、連続立坑について評価した。その結果、立坑の剛性が地盤と等しい場合には立坑と地盤の変形はほぼ同じであり、立坑の剛性が地盤のそれよりも大きい場合には立坑の変形は地盤の変形より小さく、立坑の剛性が地盤のそれよりも小さい場合には立坑の変形は地盤の変形より大きくなる現象を解析により示した。

また、立坑に発生する地震荷重による断面力を応答変位法により評価した。曲げモーメントに関しては、立坑のせん断剛性が地盤と同じ場合や大きい場合では地盤変位による荷重による影響が80%以上を占め周面せん断力による影響が20%程度であり慣性力による影響は小さく、立坑のせん断剛性が地盤より小さい場合では地盤変位による荷重による影響が60%程度で逆に周面せん断力による影響が増加することを示した。一方、せん断力に関しては、立坑のせん断剛性が地盤より小さい場合は地盤変位による荷重およびせん断力による影響がそれぞれ50%程度であり慣性力による影響は小さく、立坑のせん断剛性が地盤と同じ場合は周面せん断力が40%で地盤変位による荷重が60%で慣性力による影響は無視できることを示した。このように応答変位法を用いた立坑の静的解析においては、立坑の慣性力による影響は無視してよいが、地盤変位による荷重だけでなく周面せん断力を必ず考慮しなければならないことがわかった。

次に、これまでは連続体としての立坑を扱ってきたが、立坑を不連続とした場合の評価を行った。その結果、不連続体である輪切立坑は、連続立坑と比較してリング間継手の効果によって立坑の断面力の低減が図れることが明らかとなった。特に円筒リングとリング継手の組合せにより曲げモーメントの低減効果が大きいこともわかった。また、リング間継手部にせん断キー等のずれ止め防止対策を前提とすると、立坑の外径の違いによる輪切立坑の応答特性の違いは、あまり見られなかった。さらに、輪切立坑と千鳥組立坑の応答特性を比較した結果、セグメント間の円周方向ばね定数の値が大きい場合、立坑に発生する部材力および水平変位は同じような結果となった。しかし、セグメント間の円周方向ばね定数を小さくした場合には多少ばらつきが見られた。また、イモ継立坑においては円周方向の曲げモーメントによる違いがあるため輪切立坑の解析結果をイモ継立坑として評価する場合はその範囲が限定されることも明らかとなった。さらに、セグメント間継手部に円周直角方向にずれ止め防止対策を前提とすると、立坑外径の違いによる千鳥組立坑およびイモ継立坑の応答特性では、セグメント間継手による立坑の応答への影響は小さいことがわかった。なお、今回は曲げ変形が支配的な立坑を想定して解析を行ったため、あらゆる立坑に適用するためには個別に検討する必要がある。

第4章では、3次元連続円筒立坑を1次元梁でモデル化した場合の適用範囲を地盤の特性値、立坑の高さおよび立坑の外径をパラメータとする関数として表示した。また、応答変位法を用いるための地震荷重は、地盤時土圧、慣性力および地震時周面せん断力がある。地震時土圧は地震時地盤変位に地盤ばねを乗じて評価できるため、地震時地盤変位を荷重として与えても同じになるが、地震時周面せん断力は、軸方向に互いに反対方向の荷重を作用させる必要がある。立坑に作用させる周面せん断力を1次元モデルの外力として評価する場合には、立坑周辺に正反対に作用する周面せん断力と等価な偶力モーメントを梁系の節点に作用させると、3次元解析と同様な結果が得られることがわかった。

第5章では、不連続円筒立坑を1次元梁ばね系へのモデル化する際の適用限界について

検討した。3次元FEMモデルを1次元梁ばね系で解析できる範囲は地盤の特性値、立坑の高さおよび外径との関係だけでなく曲げ剛性の有効率も含めて評価することが重要であることを明らかにした。また、リング継手の非線形性を考慮した回転ばねの算出方法を提案した。それによると回転ばねは曲げモーメントと回転との間でバイリニアの関係で表現できることが明らかとなった。さらに、輪切立坑における3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルによる解析結果から1次元梁ばねモデルで解析可能な範囲は、地盤の特性値、立坑の高さ、立坑の外径および曲げ剛性の有効率で評価することができることを明らかにした。

さらに、応答変位法による3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルによる比較解析を行った。地震動レベルが大きくなるほど1次元梁ばねモデルによる解析は誤差が大きくなるが、曲げ剛性の有効率 η をパラメータとした補正係数を導入すれば3次元FEMモデルによる解析結果と1次元梁ばねモデルによる結果を一致させることができることがわかった。また、リング継手部における軸変位量と回転角の関係をを用いれば1次元梁ばねモデルによる解析結果で3次元FEMモデルによる解析結果をよく近似できることもわかった。

第6章では、動的解析による応答変位法の静的解析の検証を行った。通常の実務設計では静的解析で行われるため地盤ばねの算出方法や動的解析との相関性について検証した。

地盤ばねを算出するには地盤FEMモデルにより算出することが望ましいが、実施設計を考慮すると経済性および効率性の観点から道路橋示方書に準拠した値を用いて地盤反力係数を算出した値を用いて解析しても地盤FEMと同様な結果が得られることがわかった。ただし、地盤のせん断剛性は一定として拘束依存性は考慮していないことが前提にある。

また、応答変位法を用いた静的解析の結果を検証するために動的解析を実施した。その結果、応答変位法自体がレベル2地震動に対応できるかどうか問題はあるものの、応答変位法を用いた静的解析により動的解析を代用できることが明らかとなった。

一方、種々の立坑においてレベル2地震動を用いて地盤および継手部の非線形性を考慮した解析を行い、動的解析による立坑の挙動について検証した。この解析によっても不連続な分割立坑に発生する断面力を低減させる効果が期待できることがわかった。

応答変位法を用いてリング継手の非線形性を考慮した回転ばねを用いた1次元モデルによる解析と有限要素法による3次元解析に加えて動的解析を実施し、非線形梁ばねモデルの適用性について検証した。その結果、動的解析の結果は静的解析を比較的良好に反映し、不連続立坑の設計において非線形梁ばねモデルを用いた解析は、実際の地盤内の立坑に発生する断面力を再現できる。

さらに、立坑が液状化する場合や、硬質地盤における先行掘削により立坑周面地盤の強度が低下する場合などの特殊地盤条件下での立坑の応答特性を評価した。

液状化する地盤内に設置された立坑に発生する断面力は、連続立坑と比べて分割立坑のほうが断面力の低減が図れることが明らかとなった。リング継手の剛性を小さくすればするほど、立坑に発生する断面力は小さくなるが、その代わりにリング継手に負担がかかり、

予想以上の変形により止水性が確保できないといったことが発生しないように変形性能および止水性能を満足するようにリング継手の剛性を決定する必要がある。

また、先行掘削により立坑周辺の地盤の剛性が原地盤よりも低下した場合の解析を行った。その結果、地震動によって立坑に発生する水平変位は、立坑周面の地盤剛性が変化しても全体からすれば一部分であるため、ほとんど変化がない。そのため、立坑に発生する曲げモーメントにも変化は見られなかった。しかし、立坑と接する地盤の剛性が小さくなるほど、せん断抵抗も小さくなり、立坑に発生するせん断力が小さくなる。そのため、周辺地盤が非常に剛な地盤である場合、立坑周面の地盤を緩めることは、立坑のせん断抵抗を低減させる上で非常に有利に作用することが明らかとなった。

7.2 今後の課題

不連続な分割立坑を耐震設計する場合に通常用いられる 1 次元梁ばねモデルの適用性についてある程度の方角性は示せたが、実務設計に即利用できる設計手法まで提案することができなかった。今後は、種々のモデルケースでの解析や実務面からの設計データの蓄積により汎用性のある設計計算手法を提案する努力が必要である。

また、立坑の解析に関して鉛直方向に重点を置いたが、シールドトンネルにおいては、横断方向の解析としての 3 次元梁ばねモデルも多用されるようになってきた。分割立坑においても鉛直方向のリング状の 3 次元梁ばねモデルを用いた解析も引き続いて行う必要がある。

発表論文一覧

- 1) 國近光生：立坑と地盤の構造特性の差によるキネマティック相互作用の影響, 第 49 回地盤工学シンポジウム平成 16 年度論文集, pp. 431－438, 2004 年 11 月
- 2) 國近光生, 佐藤忠信：組立方法の違いを考慮した分割立坑の耐震性能評価, 自然災害科学 第 23 巻第 3 号, 掲載予定
- 3) 國近光生, 佐藤忠信：応答変位法を用いた分割立坑の耐震設計法, 自然災害科学 第 23 巻第 3 号, 掲載予定
- 4) 國近光生, 佐藤忠信：応答変位法における 3 次元円筒立坑構造物の一次元梁モデルへの適用, 第 48 回地盤工学シンポジウム平成 15 年度論文集, pp. 279－286, 2003
- 5) 國近光生, 佐藤忠信, 伊東悟：不連続円筒立坑における 1 次元モデルへの適用, 構造工学シンポジウム論文集 Vol. 50A, pp. 1279－1286, 2004
- 6) 國近光生, 佐藤忠信：応答変位法を用いた組立立坑の非線形はりばねモデルの解析, 構造工学シンポジウム論文集 Vol. 51A, 2005, 投稿中

※ 下線を付した論文は, 査読論文である.

謝辞

本論文は、主に著者が平成 14 年から平成 16 年にわたり京都大学大学院博士課程在学中での研究をまとめたものです。この間に大変多くの方々から御指導、御鞭撻、御協力を賜りました。

本論文作成にあたり終始暖かい御指導を賜りました、京都大学防災研究所教授 佐藤忠信先生には心から感謝致します。研究の進め方から論文の書き方まで御指導頂きました。

京都大学防災研究所助教授 澤田純男助先生には、本論文をまとめるための機会を手助けして頂きました。公私ともに色々な場面において支援して頂きました。

研究の最初の段階において、京都大学教授 田村武先生には、本研究に役立つ貴重な論文やアドバイスを頂きました。

京都大学防災研究所教授 井合進先生には、丁寧に本論文を読んで頂き、適切なご指導を賜りました。また、京都大学教授 大津宏康先生には、工学的見地からの的確なご指導を賜りました。

本論文をまとめるにあたり、解析プログラムやコンピュータを私が勤務している会社から提供して頂き、なおかつ会社に勤務しながら研究を続ける機会を与えて下さいました。

当時研究室の学生であった、文龍さんや松丸貴樹さんから液状化解析コードの使用方を教えて頂きました。

また、飛島建設の三輪滋氏には、大学院での一つ上の先輩として学位取得に関して色々教えて頂きました。

山口大学工学部知能情報システム工学科教授 三浦房紀先生には、有限要素法のでほどもきをして頂き、最初に耐震研究に携わる機会を与えて頂きました。

立命館大学教授 土岐憲三先生には、京都大学で耐震研究をする機会を与えて頂きました。

この他にも数多くの方々から御指導、御鞭撻、御協力を頂きました。ここに全ての方々の名前を挙げることはできませんが、皆様の知遇を受けたことは著者にとって大変幸運でした。また、最後まで応援し協力してくれた私の家族に対して心から感謝します。